CZASOPISMO TECHNICZNE

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY ZAGADNIENIOM TECHNIKI I ARCHITEKTURY

Rok 59 | Kraków, Wrzesień — Październik 1946 | Nr. 10—11

Dr. Inż. ZENOBIUSZ KŁĘBOWSKI

WARUNEK WYTRZYMAŁOŚCIOWY
NA TLE HIPOTEZ WYTĘŻENIA

(Dokończenie)

Warunek wytrzymałościowy: $W = W_0$, wynikający z poszczególnych hipotez przy założonej pewności n, czyli przy $\left(k = \frac{R}{n}\right)$.

I. $\sigma_1 \leqq k$; $\quad (k = k_r$, lub $k = k_c)$.

II. $\sigma_1 - \mu(\sigma_2 + \sigma_3) \leqq k$; $\quad (k = k_r$, lub $k = k_c)$.

III. $\sigma_1 - \sigma_3 \leqq k$; $\quad (k = k_r, = k_c)$.

IV. $\sqrt{(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)^2 + 2(1+\mu)(\tau_x^2 + \tau_y^2 + \tau_z^2 - \sigma_x\sigma_y - \sigma_y\sigma_z - \sigma_z\sigma_x)} \leqq k,$

lub $\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\mu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)} \leqq k$;

$(k = k_r = k_c)$.

V. $\sqrt{\tfrac{1}{2}\left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2\right] + 3(\tau_x^2 + \tau_y^2 + \tau_z^2)} \leqq k,$

lub $\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1} \leqq k$;

$(k = k_r = k_c)$.

VI. ...1) $\frac{3}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{z} \cdot t + 3 \cdot \frac{z-1}{z} \cdot s \leqq k,$

dla $0 \leqq \frac{t}{s} \leqq +\sqrt{2}$

2)... $\frac{3}{\sqrt{2}} \cdot \frac{z+1}{2z} \cdot t + 3 \cdot \frac{z-1}{2z} \cdot s \leqq k,$

dla $+\sqrt{2} \leqq \frac{t}{s} \leqq +\infty$ i $-\infty \leqq \frac{t}{s} \leqq -\sqrt{2}$

3)... $\frac{3}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{z} \cdot t \leqq k,$

dla $0 \geqq \frac{t}{s} \geqq -\sqrt{2}$.

$$\left(k = k_r = \frac{R_r}{n},\ z = \frac{R_c}{R_r},\right.$$

$$R_s = \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{R_c \cdot R_r}{R_c + R_r} = \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{z}{z+1} R_r =$$

$$\left.= 1{,}155\,\frac{z}{z+1} R_r\right).$$

6. **Wyniki obliczeń wytrzymałościowych w zależności od przyjętej hipotezy.**

Poniżej zestawiono wyniki obliczeń, dokonanych na podstawie poszczególnych hipotez (I ÷ VI), dotyczące sześciu technicznie ważnych przypadków stanu napięcia, które oznaczamy przez: **a** do **f**. Liczbę Poissona μ przyjmiemy wszędzie równą 0,3.

a. Zwykłe rozciąganie (lub ściskanie): $\sigma_1 = \sigma$.

Hip. I do V: $\quad \sigma \leqq k_r$

Hip. VI: $\quad \sigma \leqq k_r$ (przy rozciąganiu),

oraz $\frac{\sigma}{z} \leqq k_r$ (przy ściskaniu).

b. Czyste ścinanie (lub skręcanie) τ (lub: $\sigma_1 = \sigma$ i $\sigma_2 = -\sigma$).

Hip. I: $\tau \leqq k_r$ lub $\sigma \leqq k_r$.

Hip. II: $(1+\mu)\tau \leqq k_r$ lub $1{,}3\tau \leqq k_r$.

Hip. III: $2\tau \leqq k_r$.

Hip. IV: $\sqrt{2(1+\mu)} \cdot \tau \leqq k_r$ lub $1{,}6125\,\tau \leqq k_r$.

Hip. V: $\sqrt{3} \cdot \tau \leq k_r$ lub $1,7321\, \tau \leq k_r$.

Hip. VI: $\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{z+1}{z} \tau \leq k_r$

lub $0,866 \frac{z+1}{z} \tau \leq k_r$,

..... $\left(+\sqrt{2} \leq \frac{t}{s} \leq +\infty\right.$.

c. Równomierne rozciąganie dwuwymiarowe, zachodzące w kulistej części cienkościennego dna: $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma = \frac{pR}{2g}$ i $\sigma_3 \sim 0$.

Hip. I: $\sigma \leq k_r$.

Hip. II: $(1 - \mu)\, \sigma \leq k_r$ lub $0,7\, \sigma \leq k_r$.

Hip. III: $\sigma \leq k_r$.

Hip. IV: $\sqrt{2} \cdot \sigma \leq k_r$ lub $1,4142 \cdot \sigma \leq k_r$.

Hip. V: $\sigma \leq k_r$.

Hip. VI: $\frac{2z-1}{z} \cdot \sigma \leq k_r$,

.... $\left(0 \leq \frac{t}{s} \leq +\sqrt{2}\right.$.

d. Rozciąganie dwuwymiarowe, zachodzące w cienkościennym walczaku kotła: $\sigma_1 = \sigma = \frac{pD}{2g}$, $\sigma_2 = 0,5\, \sigma$ i $\sigma_3 \sim 0$.

Hip. I: $\sigma \leq k_r$.

Hip. II: $\left(1 - \frac{\mu}{2}\right) \sigma \leq k_r$ lub $0,85\, \sigma \leq k_r$.

Hip. III: $\sigma \leq k_r$.

Hip. IV: $\frac{\sqrt{5}}{2} \cdot \sigma \leq k_r$ lub $1,118\, \sigma \leq k_r$.

Hip. V: $\frac{\sqrt{3}}{2}\, \sigma \leq k_r$ lub $0,866\, \sigma \leq k_r$

Hip. VI: $\frac{\sqrt{3} - 3 + 3z}{2z}\, \sigma \leq k_r$

lub $\left(1,5 - \frac{0,634}{z}\right) \sigma \leq k_r$, $\ldots\left(0 \leq \frac{t}{s} \leq +\sqrt{2}\right)$.

e. Rozciąganie lub ściskanie (naprężenie σ), połączone ze ścinaniem lub skręcaniem (naprężenie τ) w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku rozciągania lub ściskania: $\sigma_x = \sigma$ i $\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau_z = \tau$.

Hip. I: $\frac{1}{2}(\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}) \leq k_r$.

Hip. II: $\frac{1-\mu}{2}\sigma + \frac{1+\mu}{2}\sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} \leq k_r$

lub $0,35 \cdot \sigma + 0,65\sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} \leq k_r$.

Hip. III: $\sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} \leq k_r$.

Hip. IV: $\sqrt{\sigma^2 + 2(1+\mu)\tau^2} \leq k_r$

lub $\sqrt{\sigma^2 + 2,6\tau^2} \leq k_r$.

Hip. V: $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq k_r$.

Hip. VI: $\frac{z+1}{2z}\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} + \frac{z-1}{2z}\sigma \leq k_r$,

$\left(\sqrt{2} \leq \frac{t}{s} \leq \infty\right)$.

f. Wał okrągły pełny o średnicy zewnętrznej D, lub osiowosymetrycznie wydrążony o średnicy wydrążenia **d**, poddany momentowi zginającemu M_1 i momentowi skręcającemu M_2:

$$\sigma = M_1 : \frac{\pi}{32}\left(\frac{D^4 - d^4}{D}\right) = \frac{M_1}{W}$$

$$\text{i} \quad \tau = M_2 : \frac{\pi}{16}\left(\frac{D^4 - d^4}{D}\right) = \frac{M_2}{2W}.$$

Hip. I: $\frac{1}{2W}(M_1 + \sqrt{M_1^2 + M_2^2}) \leq k_r$.

Hip. II: $\frac{1}{W}\left(\frac{1-\mu}{2}M_1 + \frac{1+\mu}{2}\sqrt{M_1^2 + M_2^2}\right) \leq k_r$

lub $\frac{1}{W}\left(0,35\, M_1 + 0,65\sqrt{M_1^2 + M_2^2}\right) \leq k_r$.

Hip. III: $\frac{1}{W} \cdot \sqrt{M_1^2 + M_2^2} \leq k_r$.

Hip. IV: $\frac{1}{W}\sqrt{M_1^2 + \frac{1+\mu}{2}M_2^2} \leq k_r$

lub $\frac{1}{W}\sqrt{M_1^2 + 0,65\, M_2^2} \leq k_r$.

Hip. V: $\frac{1}{W}\sqrt{M_1^2 + 0,75\, M_2^2} \leq k_r$.

Hip. VI: $\frac{1}{W}\left[\frac{z+1}{2z}\sqrt{M_1^2 + 0,75\, M_2^2} + \right.$

$\left. + \frac{z-1}{2z}M_1\right] \leq k_r$, $\left(\sqrt{2} \leq \frac{t}{s} \leq \infty\right)$.

Jak widać z powyższych przykładów, wyniki obliczenia tego samego przypadku, według rozmaitych hipotez, mogą się znacznie różnić.

Wystarczy zwrócić uwagę na przypadek czystego ścinania, oznaczony literą b. Według hipotezy I mamy: $\tau = k_r$, wówczas gdy według hipotezy III otrzymujemy: $2\tau = k_r$, a więc naprężenia dopuszczalne dwukrotnie mniejsze.

Omawiane różnice nie przebiegają dla rozmaitych przypadków regularnie, co pozwalałoby ogólnie uwzględnić je w sposób prosty, naprzykład przyjmując odpowiednio dobrane spółczynniki przy przechodzeniu od jednej z hipotez do innej. Weźmiemy dla porównania naprzykład przypadek rozciągania kulistej części cienkościennego naczynia, oznaczony literą c, lub przypadek rozciągania cienkościennego walczaka, oznaczony literą d, dla których obydwie wspomniane hipotezy I i III dają wyniki zgodne: $\sigma = k_r$.

To niezwykle ważne zagadnienie wytężenia i związana z nim sprawa wyboru miary wytężenia nie są na ogół należycie doceniane przez konstruktorów, którzy nie przyczynili się do postępu w tej dziedzinie; znaczne wyniki uzyskane dotychczas na drodze usiłowań rozwiązania tego zagadnienia w ramach potrzeb praktyki inżynierskiej, zawdzięcza się wyłącznie inżynierom teoretykom i matematykom.

Żadn z pierwszych czterech grup hipotez nie jest w dostatecznej mierze zgodna z doświadczeniem i to nie tylko dla wszystkich materiałów, lub chociażby jakiejś wybranej z pośród nich grupy; trudno jest nawet znaleźć z pośród wielu gatunków, choć jeden jakiś materiał, któremuby jedna z tych hipotez dogadzała dla różnorodnych stanów napięcia, chociażby w ramach najczęściej spotykanych zastosowań technicznych.

Hipotezą zgodną z licznym szeregiem doświadczeń, dokonanych przy różnych stanach napięcia, jest, dla metali plastycznych, **hipoteza energii odkształcenia postaciowego,** (Huber-Mises-Hencky), oznaczona w naszym zestawieniu liczbą V; dla skrócenia hipotezę tę nazywa się również **hipotezą energii postaciowej.**

Słuszność tej hipotezy została stwierdzona doświadczalnie dla metali wykazujących wyraźną granicę płynności, a więc takich, jak np.: stal walcowana i staliwo, miedź, nikiel i duraluminium.

Dla innych materiałów wyróżniających się kruchością i nie posiadających wyraźnej granicy płynności, jak np.: żeliwo, cement, szkło i kamień, do niedawna nie było hipotezy, dającej miarę wysiłku, która byłaby zgodną z doświadczeniem dla różnych stanów napięcia.

Usiłowania nad stworzeniem hipotezy ogólnej, ważnej dla wszelkich materiałów praktycznie izotropowych (rozpatrywanych mikroskopowo), są tematem prac prof. W. Burzyńskiego. Jego **hipoteza niezmienników,** oznaczona w poprzednim zestawieniu liczbą VI, będąc hipotezą ogólną, musi sprowadzać się oczywiście dla metali plastycznych do hipotezy energii postaciowej.

Dotychczasowe doświadczenia, potwierdzają hipotezę niezmienników również i w odniesieniu do szeregu materiałów kruchych; zwłaszcza dla żeliwa daje ona wyniki bardzo zgodne z doświadczeniem w granicach dotychczas dokonanych badań.

Zestawienie wyników dostatecznej ilości badań pozwoli na ustalenie granic stosowalności hipotezy niezmienników.

* * *

Wśród nazwisk, związanych z omówionymi hipotezami wytężenia, jedno, szczególnie nam bliskie, wysuwa się na pierwszy plan: jest to nazwisko prof. Maksymiliana Tytusa Hubera, którego zasługi położone na niwie wieloletniej pracy naukowej czcił w październiku 1945 r. techniczny świat polski, w związku z czym Akademia Górnicza w Krakowie nadała Temu Uczonemu godność Doktora *honoris causa.*

Sądzę, iż nie od rzeczy będzie rzucić na tym miejscu garść szczegółów, wyjaśniających. w jakich warunkach powstała hipoteza odkształcenia postaciowego, która uczyniła głośnym nazwisko jej Twórcy i postawiła po raz pierwszy Naukę Polską, na tym niezwykle doniosłym jej odcinku, obok nauk innych przodujących narodów.

Hipoteza energii odkształcenia postaciowego przeszła pewną drogę rozwojową poprzez hipotezę całkowitej energii odkształcenia, którą nazwaliśmy hipotezą Beltrami-Huber, gdyż zapoczątkował ją wybitny matematyk włoski, Eugeniusz Beltrami.*)

Oceniając rolę potencjału sił wewnętrznych w teorii sprężystości, Beltrami pierwszy wpadł w 1885 r. na myśl, iż w zagadnieniu wysiłku materiału, rozstrzygające znaczenie posiada energia odkształcenia. Brał on jednak wówczas wyłącznie całkowitą sprężystą energię odkształcenia λ.

Niezależnie od Beltramiego, nie znając odnośnej jego pracy, inż. Maksymilian Tytus Huber, rozważając warunki miejscowego pękania materiału, doszedł w 1903 r. również do tego samego wniosku co Beltrami, ogłaszając go w Pracach Matematyczno-Fizycznych w 1904 r. [1]

Na stronie 51 tego rocznika Prac Matematyczno-Fizycznych czytamy:

> „**Wytężenie materiału mierzy się właściwą pracą odkształcenia.** Jeżeli zatem praca odkształcenia przekroczy w pewnem miejscu ciała oznaczoną wartość zależną od materiału (przy tej samej temperaturze), to musi nastąpić trwałe rozdzielenie drobin ciała, czyli jego pęknięcie".

Na stronie 59 wymienionego rocznika Prac Matematyczno-Fizycznych, w tej samej rozprawie, czytamy zdania następujące:

> „Na zakończenie winienem zaznaczyć, iż, po opracowaniu głównego pomysłu rozwiniętego w niniejszej pracy, znalazłem w życiorysie Beltrami'ego, zamieszczonym w VI tomie „Wiadomości Matematycznych" (Warszawa 1902), między innemi krótki referat o pracy tego matematyka p. t. „Sulle condizioni di resistenza dei corpi elastici" (Rend. Ist. Lomb. ser. II vol. XVIII 1885), osnutej (jak wnoszę z owego referatu) na takim samym pomyśle.
>
> Dziwna zaprawdę rzecz, że w nowszej literaturze tego przedmiotu, którą starałem się poznać dokładnie przed napisaniem niniejszej rzeczy, nie napotkałem nigdzie śladu wymienionej rozprawy Beltrami'ego, mimo, że od czasów jego ziomka Castigliano'a gra pojęcie pracy odkształcenia tak ważną rolę w zastosowaniach teoryi sprężystości".

Opracowanie omawianego pomysłu prof. Hubera, ogłoszonego drukiem w 1904 r., odnieść na-

---

*) E. Beltrami. Sulle condizioni di resistenza dei corpi elastici. Opere matematiche. Rend. Ist. Lomb. ser. vol. LXXXI. 1885.

[1] M. T. Huber, O podstawach Teoryi Wytrzymałości. Kraków w październiku 1903 r. Prace Matematyczno-Fizyczne. Warszawa 1904 roku Tom XV. (str. 47 + 59).

leży do 1903 r., w którym została ona napisana, jak o tym świadczy dopisek pod tytułem pracy: „Kraków, w październiku 1903".

Pomysł przyjęcia energii właściwej odkształcenia, jako miary wytężenia materiału, ulega jednak u prof. Hubera nader szybkiej ewolucji. Wkrótce po ukazaniu się omówionej rozprawy[I]) w druku, powtarzając dosłownie jej treść w 1904 r. w Czasopiśmie Technicznym[II]), prof. Huber uzupełnia ją (na str. 81) niżej przytoczonymi uwagami:

„ — Zachodzi teraz pytanie, o ile może być dopuszczalne wytężenie materiału większe w przypadku, gdy wszystkie trzy natężenia główne są ciśnieniami, od wytężenia w innych przypadkach? Odpowiedź nasunęła mi pewna szczególna forma funkcyj F, użyta po raz pierwszy przez Helmholtza[1])

([1]) „Dynamik cont. verbr. Massen" § 31. Rów. 62), a mianowicie:

$$12\ldots\ldots F = \frac{1}{2} H \left(\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3\right)^2 + \frac{1}{3} K \left\{(\lambda_2 - \lambda_3)^2 + (\lambda_3 - \lambda_1)^2 + (\lambda_1 - \lambda\,)^2\right\}$$

albo też

$$12a\ldots\ldots F = \frac{1}{2} H \left(\lambda_x + \lambda_y + \lambda_z\right)^2 + \frac{1}{3} K \left\{ (\lambda_y - \lambda_z)^2 + (\lambda_z - \lambda_x)^2 + (\lambda_x - \lambda_y)^2 + \frac{3}{2}\left(\varphi_x^2 + \varphi_y^2 + \varphi_z^2\right)\right\}$$

przyczem $H = \frac{E}{3(1-2\mu)}$ (moduł Helmholtza), zaś

$$K = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad \text{(moduł Kirchhoffa).}$$

W tej formie oznacza pierwszy wyraz pracę odkształcenia objętościowego F_v, zaś drugi pracę odkształcenia postaciowego F_f, **zważywszy zatem, że odkształcenie objętościowe przy ściskaniu nie wpływa na niebezpieczeństwo pęknięcia, można z wielkiem prawdopodobieństwem uważać F_f za miarę wytężenia materjału**. Niebawem powrócimy do tego tematu".

Tym oto sposobem dał prof. Huber początek hipotezie energii odkształcenia postaciowego.

Rozkład energii λ na składowe λ_v i λ_f, dokonany po raz pierwszy przez Anglika G. Stokes'a (1848 r.) *) i następnie, niezależnie od niego przez Niemca H. v. Helmholtza (1893 r.) *) miał charakter przypadkowy, bowiem ogólnie biorąc, superpozycja liniowa nie pociąga za sobą superpozycji kwadratowej.

Rozdział energii $\lambda = \lambda_v + \lambda_f$ do oceny wysiłku stosuje pierwszy prof. M. T. Huber w 1904 r. Wynika to z bardzo szczegółowego zapoznania się prof. W. Burzyńskiego **) z pracami wydrukowanymi na temat, od najdawniejszych, do najnowszych. Żaden mianowicie z odnośnych autorów wcześniej nie posiłkował się tym podziałem w rozważaniach nad wysiłkiem.

Omawiany podział użyty do celów wysiłku, jak to wyżej zaznaczono, spotykamy po raz pierwszy na str. 81 Czasopisma Technicznego z 1904 r. (wzory 12 i 12a), przy użyciu następujących oznaczeń składowych stanu odkształcenia: λ_1, λ_2, λ_3 i λ_x, λ_y, λ_z, φ_x, φ_y, φ_z.

Zapoczątkowanie przez prof. Hubera hipotezy energii odkształcenia postaciowego słuszniej będzie odnieść do roku 1904, niż do 1903. Pod omawianą pracą (II) widnieje wprawdzie na str. 81 rocznika 1904 Czasop. Techn. wzmianka dotycząca daty: „Kraków, w październiku 1903", odnosi się ona jednak niewątpliwie wyłącznie do treści, podanej w pracy (I) i następnie powtórzonej bez zmian w pracy (II). Całość bowiem pracy (II) wraz z przytoczonym uzupełnieniem, podanym na str. 81, była przesłana redakcji Czasop. Techn. po ukazaniu się rozprawy (I) w roczniku (1904) Prac. Mat.-Fiz., a więc w 1904 roku (nie 1903), o czym świadczy treść odnośnika do tytułu. Treść odnośnika przytaczam dosłownie:

> Niniejsza publikacja obejmuje pracę autora, ogłoszoną w bieżącym tomie warszawskich „Prac matematyczno-fizycznych" p. t. „O podstawach teoryi wytrzymałości".

Po ogłoszeniu swych rozważań w Czasop. Techn. w 1904 r. prof. Huber sformułował hipotezę energii odkształcenia postaciowego w naukowej korespondencji z prof. Augustem Föpplem i stosował ją w ówczesnych swych wykładach w Politechnice Lwowskiej. O korespondencji tej wspomina prof. A. Föppl***) w swej pracy, z czego przytaczam poniższy wyjątek:

„ — Die urspr:ngliche Veröffentlichung von Huber ist uns nicht zugänglich, da sie in der polni-

[II]) Właściwa praca odkształcenia jako miara wytężenia materyału. Przyczynek do podstaw teoryi wytrzymałości. Prof. M. T. Huber: Czasopismo Techniczne. Organ Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie. Rocznik XXII 1904. Lwów 1904. (Str. 38 + 40, 49 + 50, 61 + 62 i 80 + 81).

*) G. G. Stokes. On the Theory of the... Equilibrium and Motion of Elastic Solids. Transact. of the Cambrigde Pfil. vol. VIII. 1849. (Str. 287 + 319).

*) H. v. Helmholtz. Dynamik continuirlich verbreiteter Massen. Leipzig 1902.

**) Studium nad hipotezami wytężenia. Nakład Ak. Nauk Technicznych. Lwów 1928. (Str. 103).

***) A. i L. Föppl. Drang und Zwang. Część I. (W wydaniu drugim z 1924 r., str. 50 + 51). Pierwsze wydanie z 1920 r. było w rękopisie zakończone w październiku 1919 r., jak to wynika z daty umieszczonej w przedmowie do pierwszego wydania. Według wiadomości, posiadanych przez podpisanego z 1932 r., korespondencja prof. Hubera z prof. A. Föpplem, wzmiankowana w cytacie niemieckiej, odnosi się do końca listopada i początku grudnia 1907 r.

schen Muttersprache ihres Verfassers geschrieben ist; wir können uns aber dabei nach einer brieflichen Mitteilung mit einem ausführlichen Auszuge aus der Abhandlung richten, die wir Herrn Huber verdanken. Herr Huber spricht darin seine Annahme in dem Satze aus:

„Die Anstrengung des Materials wird gemessen durch die Summe jener Teile der bezogenen Formänderungsarbeit, welche durch reine Gestaltänderung und durch reine Volumenvergrösserung bedingt sind".

Man hat dabei an die Gl. (57), S. 40 anzuknüpfen. Wenn die Volumenvergrösserung e positiv ist, d. h. wenn $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$ grösser ist als Null, bildet nach Huber die gesamte bezogene Formänderungsarbeit $A_p + A_g$ das Mass für die Anstrengung; **ist dagegen e negativ, so ist A_p ausser Ansatz zu lassen und A_g allein, also**

$$A_g = \frac{1}{12G}\left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2\right] + \frac{1}{2G}(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)$$

ist als Massstab für die durch einen solchen Spannungszustand hervorgerufene Anstrengung zu betrachten".

Jak widać z przytoczonych cytat, wypowiedziana po raz pierwszy przez prof. Hubera hipoteza energii odkształcenia postaciowego, stosowana była przez niego tylko do pewnego zakresu stanów napięć, a mianowicie, spełniających warunek:

$$\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z < 0 .$$

Jak się dowiadujemy z pracy prof. Hubera: „Nowoczesne wzory wytrzymałości złożonej" [III]), hipoteza energii odkształcenia postaciowego była uwzględniana w jego wykładach w Politechnice Lwowskiej. Jednakże, wobec tego, że ogłoszone niedługo po tym prace doświadczalne*) przemawiały raczej na korzyść hipotezy Coulomba, prof. Huber zaniechał na szereg lat rozpowszechniania własnej hipotezy. Okazało się jednak, że ta sama idea powstała później niezależnie u paru badaczy zagranicznych. W Niemczech ogłasza ją R. v. Mises**) w 1913 r., na co zwrócono należytą uwagę dopiero w 1924 r., kiedy tę samą myśl poruszył w Holandii H. Hencky***). W Anglii powziął tę samą myśl B. P. Haigh[1]) w 1919 r. i rozwijał ją w swych pracach w latach 1921 ÷ 1923.

Z wymienionych prac, szczególnie doniosłe pod względem teoretycznym, są prace Misesa i Hencky'ego. Zasługą tych uczonych jest uogólnienie hipotezy energii odkształcenia postaciowego na wszystkie stany napięcia i związanie jej z teorią plastyczności na szerokim podkładzie matematycznym.

W obecnym stanie rzeczy, hipoteza energii odkształcenia postaciowego może być sformułowana w sposób następujący:

Miarą wytężenia (wysiłku) w metalu niekruchym, dającą kryterium osiągnięcia granicy plastyczności w ogólnym stanie napięcia i odkształcenia, jest wartość energii właściwej odkształcenia postaciowego.

Nowe badania doświadczalne wyraźnie potwierdzają słuszność tej hipotezy. Są to przede wszystkim prace M. Rosa i E. Eichingera w Zurychu,[2]) W. Lodego w Getyndze[3]), M. Ensslina w Esslingen[4]) i K. Hohenemsera w Getyndze[5]). Wspomnę również o wypadku, opisanym w Technice Cieplnej w 1934 r.[6]), który pozwolił podpisanemu na gruncie polskim, przy zawodowej pracy inżyniera dozoru kotłów, zdobyć o jeden dowód więcej zgodności hipotezy energii odkształcenia postaciowego z rzeczywistością.

Na zjeździe materiałoznawczym, odbytym w Berlinie w 1927 r., prelegenci nazywali omawianą hipotezę „hipotezą Huber-Mises-Hencky". Później natomiast zdawało się, że niemieccy autorzy, w przeciwieństwie do autorów szwajcarskich — jak M. Ros, M. ten Bosch — unikają wymieniania nazwiska polskiego uczonego, nazywając hipotezę energii odkształcenia postaciowego wprost hipotezą Mizesa. Jednak w szóstym wydaniu „Taschenbuch für den Maschinenbau" prof. H. Dubbela z 1935 r., w tomie I, mówi się na str. 418 o hipotezie energii odkształcenia postaciowego, wiążąc tę hipotezę z nazwiskami: Huber, Mises, Hencky, i zalecając ją na str. 419 dla stali. W następnych, późniejszych wydaniach powtórzono to samo, co też podpisany sprawdził aż do wydania 9 z 1943 r. włącznie.

[III]) Odbitka ze sprawozdania kwartalnego Nr. 4. Instytutu Badań Technicznych Lotnictwa. 1930 r. (Str. 2).

*) W. A. Scoble. Ductile materials under combined Stress. Phil. Mag. 1906 i 1910 r.

**) R. v. Mises. Mechanik der fester Körper in plastisch-deformablen Zustand. Nachrichten Mat. Phys. Kl. Göttingen. 1913 r.

***) H. Hencky. Zur Theorie plastischer Deformationen und der hierdurch in Material herforgerufenen Nachspannungen. Zft. F. ang. Math. u. Mech. 1924. H. Hencky. Ueber langsame stationäre Strömungen in plastischen Massen mit Rücksicht auf die Vorgänge beim Walzen Pressen und Ziehen von Mettalen. Zft. f. angw. Math. u. Mech. Bd. 5. 1925.

[1]) B. P. Haigh. Reports on the Stress Distributions in Engineering Materials. Brit. Ass. 1919 ÷ 1923.

[2]) Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. I. Flusstahl. Diskusionsbericht Nr. 14 der E. M. P. A. Zürich. 1926; oraz — Bericht des II Internationalen Kongresses für technische Mechanik. Zürich 1926.

[3]) W. Lode. Versuche über den Einfluss der mittleren Hauptspannung auf das Fliessen der Metalle. Zeitschrift für Physik. 1926.

[4]) M. Ensslin. Zur Ermittlung der Verdrehstreckgrenze: Festschrift der techn. Hochschule Stuttgart. Berlin 1929.

[5]) K. Hohenemser. Fliessversuche an Rohren aus Stahl. Zft. f. ang. Math. u. Mech. Bd. 11. 1931. (Str. 15).

[6]) Z. Kłębowski. Potwierdzenie „hypotezy energji postaciowej" w praktyce inżyniera dozoru kotłów. Technika Cieplna 1934 — (Str. 98).

Współautor hipotezy energii odkształcenia postaciowego H. Hencky, Niemiec z pochodzenia, który pierwszą jej myśl powziął w Holandii, późniejszy profesor amerykański, należy do przodujących badaczy-teoretyków w dziedzinie teorii sprężystości i plastyczności. Przytoczymy cytatę z jego referatu pod tytułem „Rozwój i stan współczesnej teorii plastyczności", przedstawionego 22 grudnia 1936 roku na konferencji, w sprawie odkształceń plastycznych, zorganizowanej przez Wydział Nauk Technicznych Akademii Nauk S. S. S. R. Cytata dotyczy priorytetu prof. Hubera w autorstwie hipotezy energii odkształcenia postaciowego; oto jej treść w polskim przekładzie:

„Francuski uczony M. Levy sformułował pierwszy równanie przestrzennego zagadnienia plastyczności. Warunek przyjęty przez Saint-Venanta, a mianowicie hipoteza największego naprężenia stycznego, zaszkodziła mocno dalszemu rozwojowi teorii plastyczności. Badacze nie zwrócili uwagi na to, że odkształcenie plastyczne metali polikrystalicznych nie zachodzi drogą poślizgu w płaszczyźnie największego naprężenia stycznego, wobec czego zastosowanie tego warunku plastyczności okazuje się zbędną komplikacją dla teorii, nie mającą uzasadnienia fizykalnego. R. Mises zaznajomiwszy się z teorią Levy'ego wprowadził poprawniejszy warunek plastyczności, dając przez to teorii wartość praktyczną. Mises wierzył jednakże w słuszność hipotezy największego naprężenia stycznego i uważał nowy warunek tylko za przybliżenie uczynione w interesie prostoty teorii. Ale już w r. 1904 uczony polski M. T. Huber ustawił warunek plastyczności jedyną drogą możliwą dla ciała izotropowego, odjąwszy mianowicie od energii sprężystej część zależną tylko od zmiany objętości. Huber przypisywał energii potencjalnej czystego odkształcenia postaciowego na granicy plastyczności znaczenie krańcowej pojemności energii sprężystej odkształcenia tego rodzaju. Po dwudziestu latach nie znając pracy Hubera, H. Hencky (mówi o sobie autor referatu, którego wyjątek cytujemy) doszedł do przekonania, że tak warunek plastyczności Saint-Venanta jak i O. Mohra jest nie do przyjęcia, ponieważ w ciele izotropowym nie może zachodzić poślizg w płaszczyźnie największego naprężenia stycznego".

Jak wiemy, hipoteza energii odkształcenia postaciowego okazała się całkowicie zgodną z wynikami doświadczeń na niezwykle obszernym i technicznie najważniejszym obszarze materiałów, posiadających wyraźną granicę płynności. Możemy więc oczekiwać, iż tak bardzo rozpowszechniona na kontynencie hipoteza największego odkształcenia podłużnego, którego niezgodność z doświadczeniem została stwierdzona w sposób niewątpliwy, w niedługim czasie ustąpi ostatecznie miejsca hipotezie energii odkształcenia postaciowego.

Nazwisko uczonego polskiego związane z tym będzie na zawsze.

Inż. WŁ. PIETRUSZEWSKI

KOREKCJA PROGOWA NA STOŻKACH USYPOWYCH

(Dokończenie)

CZĘŚĆ II.

Zasady kształtowania koryta w międzyprożu.

Jak już z poprzednich rozważań wynika kwestja zabudowania potoków nie zdaje się być kwestją zupełnie rozwiązaną. Wskazuje nato nietylko konstrukcja progu, która głównie zogniskowała uwagę zarówno projektantów jak i wykonawców, ale również ustrój części koryta między progami tzw. międzyproża. W poprzedniej części zwrócono także uwagę na to i poparto zdjęciem z natury, że w. w. atakują nietylko próg, ale i międzyproże i że zachodzą wypadki takie, zwłaszcza po zastosowaniu progów szczelnych, że próg zostaje nietknięty i szczelny, zato wymulenie dna zagraża w sposób dotkliwy korekcji. Zjawisko to nie uszło uwadze interesowanych, owszem zajęto się nim, lecz podchodzono do tego od strony niewłaściwej — starano się konserwacją leczyć chorobę a nie zapobiegać jej.

Chodziłoby więc o to, by i w tej materii zająć zdecydowane stanowisko, któreby z jednej strony eliminowało chodzenie po ciemku, z drugiej zapobiegało szablonowemu wykonywaniu budowli i zbędnym konserwacjom.

Niedociągnięcia w sprawie budowy koryta leżą w niedocenianiu dwóch zasad. Pierwsza dotyczy siły unoszenia (erozji dna) S, a druga funkcyjnie związana z pierwszą to znaczenie prędkości wody płynącej v. Jak wiadomo siła

$$S = 1000\, T \cdot I \ \mathrm{kg/m^2} \text{ gdzie}$$

T oznacza średnią głębokość w m, a I względny spadek zw. wody.

Jeśli tedy dno potoka złożone jest z materiału ruchomego a siła unoszenia osiągnie wartość zdolną do poruszenia ziarn dna, rozpoczyna się niebawem nieuchronnie rozmywanie tegoż, i trwa tak długo dopóki dno nie pokryje się ziarnami, których wielkość przerasta siłę S. I w tym wypadku nie pomogą progi takiej czy innej konstrukcji, dno zostanie wymyte, przyczem najpierw uniesione będą drobniutkie cząsteczki, potem coraz grubsze, aż dojdzie do granicy, gdy wielkość i ciężar ziarna zrównoważy wielkość siły unoszenia, co nastąpi przy granicznej wartości:

$$S_0 = 1000\, T_0 \cdot I.$$

Wówczas to profil przepływu wypłókany z drobniejszych ziarn otrzyma t. zw. opancerzenie, którego woda przy pewnych stanach nie ruszy.

Schoklitsch podaje według pomiarów urzędu melioracyjnego w Norymberdze następujące wartości S_0, przy których rozpoczyna się ruch dna:

1. zwykły piasek kwarcowy ⌀	0.2 — 0.4 m/m	. . S_n	=	0.18 — 0.2 kg/m²
2. „ „ „	„ 0.4 — 1.0 „	. . „	=	0.25 — 0.3 „
3. „ „ „	„ 2.0 „	. . „		0.4 „
4. okrągły „ „	„ 5.0 —10.0 „	. . „	=	1.25 „
5. grunt gliniasty	. . . .	„	=	1.0 — 2.0 „
6. grube rumowisko	„ 40 — 50 „	. . „	=	4.8 „
7. płaskie „ wapienie dł.	40 — 60 „ gr 12m/m	„	=	5.6 „

Dopuszczalne siły unoszenia dla umocnień skarp:

1. darń na płask dla krótkotrwałych wezbrań . . .	S_o =	2.0 kg/m²
2. gruby piasek między płotkami	„	1.0 „
3. żwir „ „	„	1.5 „
4. oskałowanie 0.3 m grube o nachyleniu 1 : 1 . .	„	16.0 „
5. ubezpieczenie skarp faszyną	„	7.0 „
6. „ „ płotkami	„	5.0 „
7. mur suchy na ruszcie drewnianym	„	60.0 „
8. „ betonowy z okładziną kamienną	„	60.0 „
9. budowle faszynowe zeskarpowane	„	17.0 „
10. narzut kamienny w dużych blokach	„	24.0 „
11. kaszyce napełnione kamieniami	„	150.0 „

Chcąc zatem zadecydować o możliwości przeprowadzenia korekcji przy danym podłożu trzeba:

A) zbadać należycie koryto pod względem składu uziarnienia,

B) powziąć decyzję co do dopuszczalności i jakości erozji, wreszcie

C) ustalić profil przepływu.

A) Badanie uziarnienia dna.

Usuwiska oraz różne katastrofy budowlane ostatnich dziesiątek lat zwróciły uwagę inżynierów na grunt budowlany, który z pomiędzy wszystkich materiałów budowlanych, przy bogatej swej różnorodności był do niedawna najmniej znanym tak pod względem swego składu jak i swych własności fizycznych.

Aby wyniki badań można było porównywać należało przedewszystkiem sklasyfikować czy podzielić grunta. Dokonano tego dzieląc je na grunta niezwięzłe, zwięzłe i skały. Badania zaś przeprowadza się stosownie do celu, któremu ma grunt służyć.

Poniżej zestawienie rodzajów gruntów wraz z dopuszczalnymi prędkościami.

Grunta niezwięzłe (niespoiste).

L. p.	Metoda badań	Rodzaj gruntu	Wymiar cząstek m/m	Prędkość m/s
1	szlamowanie	pyły	0.005 — 0.05	0.15 — 0.20
2	Przesiew	piasek miałki	0·05 — 0.25	0.20 — 0.30
3		„ średni	0.25 — 1.00	0.30 — 0.55
4		„ gruby	1.00 — 2.50	0.55 — 0.65
5		żwir drobny	2.50 — 5.00	0.65 — 0.80
6		„ średni	5.00 — 10.00	0.80 — 1.00
7		„ gruby	10.00 — 15.00	1.00 — 1.20
8		otoczaki drobne	15.00 — 25.00	1.20 — 1.40
9		„ średnie	25.00 — 40.00	1.40 — 1.80
10		„ grube	40.00 — 75.00	1.80 — 2.40
11		brukowiec drobny	75.00 — 100.00	2.40 — 2.70
12		„ średni	100.0 — 150.00	2.70 — 3.30
13		„ gruby	150.0 — 200.00	3.30 — 3.90
14		głazy duże	200.00 —	3.90 —

Grunta zwięzłe (spoiste)

L. p.	Rodzaj gruntu	zbitość gruntu			
		mało	średnio	zbity	silnie
		v w m/s			
1	Glina piaszczysta	0.45	0.90	1.30	1.80
2	Piasek z gliną tłustą	0.40	0.85	1.25	1.70
3	Glina	0.35	0.80	1.20	1.65
4	Piasek z gliną chudą	0,32	0.70	1.05	1.35

Prędkość podana w tablicach odnosi się tylko do głębokości 1.0 m, dla głębokości różnych od 1.0 m należy wyniki pomnożyć spłcz.

Głęb. w m.	0.3	0.5	0.75	1.0	1.5 - 2.0	2.0 - 3.0
Spłcz.	0.8	0.9	0.95	1.0	1.1	1.2

Skały.

L. p.	Nazwa	v w m/s
1.	Konglomeraty, margle, łupki, glinki	2.5 — 3.0
2.	Wapienie porowate, zwięzłe konglomeraty „ warstwowe, piaskowce	3.0 — 5.0
3.	Piaskowce dolomitowe, wapienie zwięzłe wapienie krzemowe	4.5 — 7.0
4.	Marmur, granit, sjenit, gabro	15.0 — 38.0
5.	Porfir, andezyt, bazalt, kwarcyt	24.0 — 45.0

Badanie gruntu wskazane poniżej stosowałoby się wyłącznie do zabudowania potoków górskich; a wstępem do niego byłby pobór próbek.

Próbkę gruntu pobiera się albo za pomocą dołów próbnych albo za pomocą otworów wiertniczych. Pierwszy sposób jest droższy i powolniejszy, zato dokładniejszy, gdyż umożliwia pobór bez zniekształcenia próbki z dowolnej głębokości, możliwy jednak w gruntach suchych, nieskalistych a mogący być z korzyścią stosowany przy zabudowaniach potoków.

Drugi sposób stosowany bywa przy większych głębokościach, w skałach, tudzież przy występywaniu wody.

Jak się dokonuje poboru próbki?

W trasie potoka, mniej więcej w głębokości przyszłego dna, w odstępach zależnych od spodziewanej zmiany jakości gruntu oraz załomu niwelety co jakichś 100 — 200 m robi się doły. Na spód takiego dołu ustawiamy rurę stalową względnie blaszaną 30 cm dł. do 15 cm średnicy, o ściance 2 — 3 m/m grubej, z jednej strony tępo, a z drugiej ostro na zewnątrz zaostrzonej. Rurę tą wciskamy następnie w grunt, aż się cała zagłębi. Teraz robi się dalszy wykop wokół tej rury aż do podstawy walca. Wierzch rury z próbką przykrywamy przygotowaną przykrywą, a następnie kawałkiem zaostrzonej blachy lub ostrą łopatą odcina się słupek z próbką od podstawy, odwraca go i przykrywa taką samą przykrywą jak od góry.

Chcąc w próbce zatrzymać naturalną wilgoć należy rurę parokrotnie zanurzyć w roztopionej parafinie. Następnie nakleja się na próbkę etykietkę z oznaczeniem nr próbki, głębokości pobrania nawiązanej do zaniwelowanego reperu, miejsca poboru, określeniem jakości gruntu, oraz innych danych jak temperatury, deszczu, mrozu itd.

Jeżeli grunt badany jest zwięzły (spoisty, ił, glina, margiel) to do poboru próbki niepotrzebna rura, a w gruncie wycina się wprost kostkę 15 x 15 x 15 cm i kostki te zanurza w parafinie tak długo aż się pokryją warstwą 2 m/m grubą, wtedy zawija się je w papier pergaminowy i znowu parokrotnie kąpie w parafinie. Etykietkę z opisem jak powyżej zanurza się także w parafinie gorącej i na kostkę nalepia.

Gotowe próbki układa w paczkę między trociny i odwozi do badania.

Badanie próbek polega na ustaleniu: zawartości wody, porowatości, ciężaru gatunkowego, ciężaru właściwego, analizy przesiewu.

Tabelaryczne zestawienie.

L. p.	Oznaczenie	Określenie	Celowość
1.	Zawartość wody	Zawartość wody w % suchej próbki lub ciężaru całej próbki	Dla celów porównawczych z innymi terenami
2.	a) Porowatość	Zawartość powietrza i wody wyrażona w % całej objętości	Dla zbadania możliwości zagęszczenia
	b) Spółczynnik porowatości	Stosunek objętości porów do objętości stałych części	
3.	Ciężar gatunkowy	Ile razy jedn. mat. jest cięższa od wody	Potrzebne do badań nad unoszeniem rumowiska
4.	Ciężar właściwy	Ciężar jednostki objętości mater.	Do oblicz. statycz.
5.	Analiza przesiewu	Rozdział na frakcje	Dla celów zabudowania
6.	Analiza szlamowania	Na frakcje mniejsze od 0.1 m/m	"

Ad 1. Próbkę w wytarowanym szklanym naczyńku o oszlifowanych brzegach waży się w stanie naturalnej wilgoci i oznacza (w_n), następnie suszy i waży ponownie (w_S).

$\frac{W_n - W_S}{W_S}$ x 100 daje procent — zawartość wody.

Ad 2 a. Przy ziemiach spoistych oznaczenie zawartości wody jest równocześnie oznaczeniem porowatości.

Przy ziemiach sypkich należy określić:
Objętość cylindra z próbką . . . . . . = V
Ciężar wysuszonej próbki . . . . . . = C
Ciężar gatunkowy ziemi . . . . = g
Procent porowatości . . . . = n

$$n = 100 \left[1 - \frac{C}{g \cdot V}\right].$$

Ad 2 b. Spółczynnik porowatości $= \frac{n}{100 - n}$

Ad 3. Piknometr napełnia się destylowaną wodą, mierzy temperaturę (t) i waży (G), następnie wylewa się wodę a wsypuje około 30 gr suchej próbki (g), poczem zalewa wodą i gotuje przez pół godziny, celem usunięcia baniek powietrza. Po ostudzeniu do temperatury (t) dolewa się wody destylowanej i znowu waży (G_p) poczem oblicza

$$\gamma_t = \frac{g}{G + g + G_p}.$$

Ad 4. Przy ziemiach sypkich wprost z cylindra oznacza się ciężar właściwy, wysypawszy zawartość jego i zważywszy ją.

$$\gamma = \frac{G}{V}$$

Przy ziemiach spoistych wyciętą próbkę waży się, a po zważeniu parafinuje i zanuża w wodzie. Wyparta woda daje objętość, a dzieląc ciężar przez objętość otrzyma się ciężar właściwy.

Ad 5. Badanie uziarnienia dokonuje się przepuszczając próbkę o pewnym ciężarze przez całą serię sit o różnych oczkach czy otworach. Taka seria obejmuje otwory od 0.2 m/m do 80 względnie 100 m/m. Sita o drobniejszych otworach mają oczka kwadratowe i są tkane z drutu, otwory większe są wycinane w blasze i są kształtu okrągłego. Otwór okrągły przeliczamy na kwadratowy dzieląc średnicę przez 1.25, a więc otwory 10 m/m przyjmujemy na 8 m/m, 20 m/m na 16 m/m itd.

Serie sit znormalizowanych można było przed rokiem 1939 dostać w handlu.

Materiał przeznaczony do badania wysuszony i pokruszony ważymy. Pod sita spoczywające nad sobą i nakrywające się zupełnie, podkładamy arkusz papieru pakunkowego gładką stroną do góry, następnie w wierzchnie sito wsypujemy materiał przeznaczony do przesiewu, poczem idąc od góry wstrząsamy każdem sitem, by lepiej oddzielić poszczególne frakcje. Pozostałość na każdem sicie ważymy i zestawiamy tabelarycznie jak poniżej, wyrażając każdą w % ciężaru.

Wyniki przesiewu przedstawia się następnie graficznie krzywą przesiewu, zbudowaną na podstawie rubryk 5 i 6.

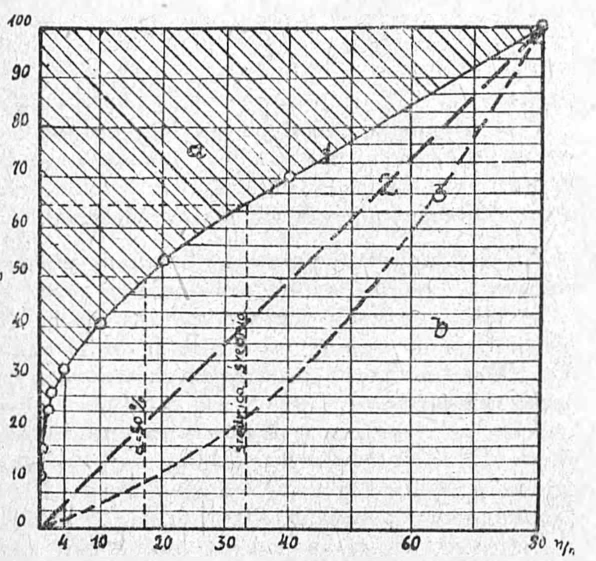
Frakcja	Pozostaje na sicie			Przechodzi przez sito		d x %
	Otwór m/m	Ciężar gr	%	Otwór d m/m	%	
1	2	3	4	5	6	7
0.0—0.2	0	360	10	0.2	10	2
0.2—0.5	0.2	216	6	0.5	16	3
0.5—1.0	0.5	252	7	1.0	23	7
1—2	1.0	144	4	2.0	27	8
2—4	2.0	144	4	4.0	31	16
4—10	4.0	360	10	10 (8)	41	100
10—20	10.0	468	13	20 (16)	54	260
20—40	20.0	576	16	40 (32)	70	640
40—80	40.0	1080	30	80 (64)	100	2400
Sumy		3600	100			3036

Wyniki przesiewu oparto na przykładzie, który następnie użyto do konstrukcji krzywej uziarnienia względnie przesiewu.

Ziarno o średnicy średniej

$$d_s = \frac{d.\ \%}{\%} = \frac{3036}{100} = 30.36 \text{ m/m}$$

Dla charakterystyki materiału przesiewu wyrażamy liczbowo stosunek części prostokąta z krzy-



wej przesiewu leżącej nad nią a oznaczoną lit. a do części powierzchni leżącej pod nią a oznaczoną lit. b

$$k = \frac{a}{b}$$

1. Krzywa uziar. gdzie $\frac{a}{b}$ < 1.
2. „ „ „ „ = 1.
3. „ „ „ „ > 1.

Spłcz. k wyraża więc stosunek ziarna drobniejszego do grubszego.

K mniejsze od jedności wyraża przewagę ziarn grubych, równe jedności równomierny rozkład drobnych z grubszymi, większe od jedności przewagę ziarn drobnych.

Dla scharakteryzowania materiału przesianego ustala się nadto d_m t. j. 50 procentową średnicę ziarna w naszym wypadku równą 17 m/m, oraz przeciętną średnicę ciężarową d_s równą 30.36 m/m. Pierwszą otrzymuje się wprost z rysunku, drugą oblicza według rubryki 7.

Ponieważ do badania podłoża zebrano cały szereg próbek, przeto dla każdej z nich robimy wykresy i obliczenia, a wyniki rysunkowe i liczbowe zestawiamy obok siebie do ostatecznych decyzji.

Dla zwykłych celów zabudowania wystarczy zupełnie badanie ziarna ograniczyć do p. 3, 4 i 5, z pominięciem pozostałych faktorów, potrzebnych dla specjalnych zagadnień.

Bardzo pomysłowo przeprowadzał badanie uziarnienia p. inż. Z. Kajetanowicz, obecny kierownik Oddziału Instytutu Hydrograficznego i Meteorologicznego w Krakowie, przy zdjęciach do projektu regulacji rzek Stryja, Dniestru i Sanu.

Na furmance postępującej w ślad sekcji pomiarowej, umieszczono wagę decymalną, a na niej blaszany baniak. Wewnątrz naczynia na ściance umieszczona była podziałka, z której można było odczytywać stany wody w baniaku. Gdy próbkę żwirową sfrakcjonowano a naczynie zalane wodą do pewnego poziomu starowano, wsypywano poszczególne frakcje do naczynia i odczytywano kolejno przybytek objętości wody w naczyniu oraz ciężar przez dokładanie ciężarków na szalkę dla zrównoważenia.

Tym sposobem dostawano tak ciężar poszczególnych frakcji jak i ciężar właściwy.

Umieszczenie całego laboratorium na wozie zapewniało szybki postęp roboty jak pobranie i zbadanie dużej ilości próbek bez potrzeby kolekcjonowania lub przesyłek.

B) Ustalenie dopuszczalnej erozji dna.

Woda płynąca w korycie działa na dno dwojako, uderza w wystające części, a następnie podmyte ziarna unosi jako siła poruszająca, unosząca lub erozyjna. Siłę uderzenia ujęto w formułę:

$$k\,\gamma \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot P$$

gdzie k jest współczynnikiem zależnym od kształtu ziarna,

γ jest ciężarem gatunkowym wody,

$\frac{v^2}{2g}$ „ wysokością ciśnienia odpowiadającej prędkości,

g „ przyspieszenie ziemskie,

P „ powierzchnią ciała wystawioną na działanie prądu.

Owa siła uderzenia musi pokonać opór ciała przeciw posunięciu go, a który równa się:

$$f \cdot C = f \cdot (\gamma_ż - \gamma) \cdot V \text{ gdzie}$$

f jest spółczynnikiem oporu (tarcia), $\gamma_ż$ ciężar gatunkowy ciała, γ ciężar gatunkowy wody, V objętość ciała.

Porównując obie wartości otrzyma się:

$$f\,(\gamma_ż - \gamma) \cdot V = k\gamma\,\frac{v^2}{2g} \cdot F \text{ a stąd}$$

$$v^2 = 2\,\frac{f \cdot (\gamma_ż - \gamma) \cdot g}{K\gamma} \cdot \frac{V}{F} = c.\,\frac{V}{F}$$

$$v = \sqrt{c.d}$$

V jest w potędze trzeciej, F w potędze drugiej, przeto $\frac{V}{F}$ będzie w pierwszej, możemy więc przyjąć dla kształtu kuli $\frac{V}{F} = \frac{\pi\; d^3/6}{\pi\; d^2} = d/6$

$$c = \frac{2 \cdot f\,(\gamma_ż - \gamma)\,g}{k \times \gamma} = 55.8 \text{ przeto}$$

$$v_d = \sqrt{55.8\,d} = 7.47\,\sqrt{d}$$

Wynik powyższy otrzymamy po wstawieniu wartości za:

f = spółczynnik tarcia w wodzie równy 30^0 lub 0.5,
$\gamma_ż$ = ciężar gatunkowy żwiru przyjęto na 2.6,
γ = „ „ wody równy 1.0,
g = przyspieszenie ziemskie 9.81 m,
d = średnica ziarna w m.

Równanie $v = \sqrt{55.8\,d}$ przedstawia związek zachodzący między graniczną prędkością a średnicą ziarna. Nie jest ono formą ostateczną ani uniwersalną i u różnych autorów jest różną, zależną od przyjęć. Dla naszych celów i dla ziarn drobniejszych do 100 m/m średnicy może być z korzyścią używana.

Dla porównania sprawdźmy nią prędkości graniczne, podane przez Sainjon'a na Loarze a przytoczone przez prof. Matakiewicza.

Średnica	d	=	0.25, 1.00, 4.00, 10.00, 17.0, 38.0, 67.0 cm
według formuły	v ϕ	=	0.37, 0.74, 1.49, 2.44, 3.08, 4.60, 6.12 m/s
„	Sainjon'a	a =	0.36, 0,70, 1.43, 2.14, 2.86, 4.29, 5.21 m/s.

Z powyższego zestawienia widać, że przy ziarnach do średnicy 4 cm różnic prawie niema, dopiero przy ziarnach o średnicy 10 cm występuje różnica około 12, a dla ziarn o średnicy 67 cm - 15 %.

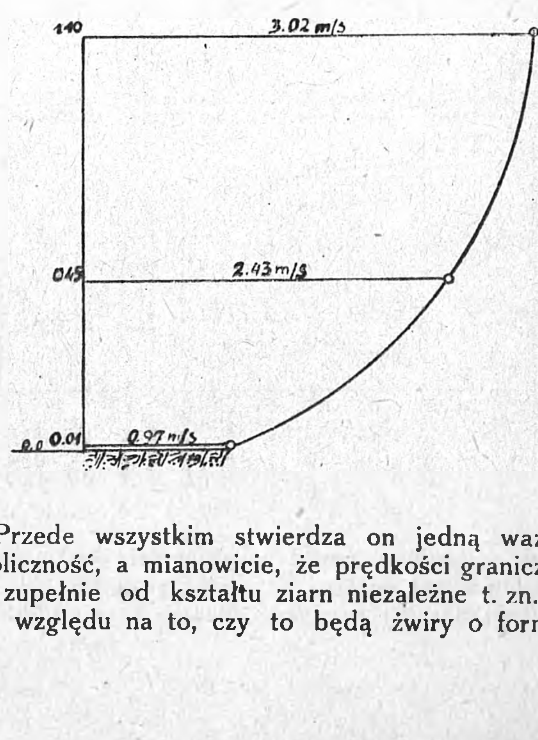
Obecnie wypiszmy z krzywej uziarnienia charakterystyczne ziarna do średnicy średniej włącznie i przyglądnijmy się odpowiadającym prędkościom.

d = 3.0, 2.0, 1.7, 1.5, 1.0, 0.5, 0.3, 0.2, cm

v_s = 1.29, 1.05, 0.97, 0.91, 0.74, 0.53, 0.43, 0.33 m/s

Na dołączonym rysunku prędkości granicznych wykreślono powyższą krzywą graniczną, oraz trzy krzywe prędkości granicznych podane przez prof. polit. wiedeńskiej Schaffernaka, otrzymane doświadczalnie w laboratorium wodnym na podstawie licznych doświadczeń i żmudnych pomiarów.

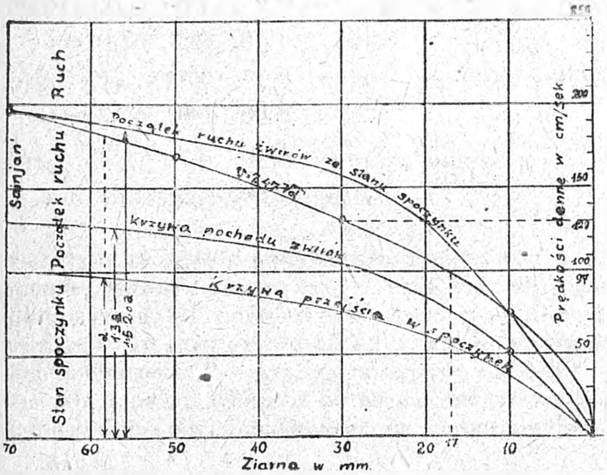
Rozkład prędkości w profilu
dla $V_{0.01} = 0.97$ m/s
T = 1.10 m

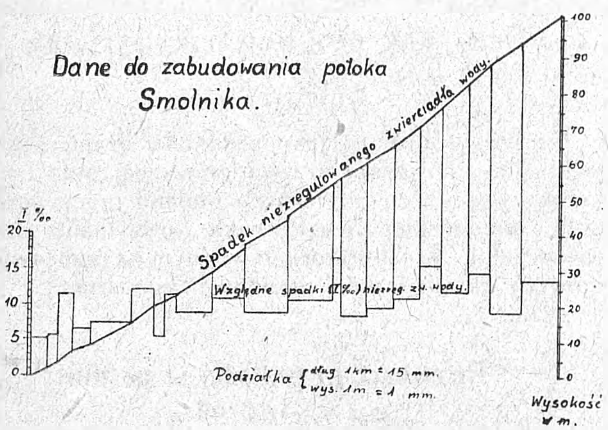


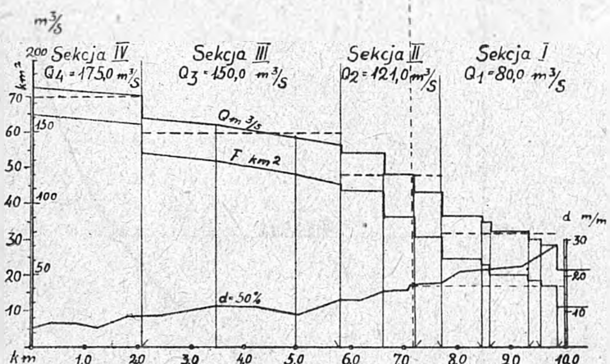
Przede wszystkim stwierdza on jedną ważną okoliczność, a mianowicie, że prędkości graniczne są zupełnie od kształtu ziarn niezależne t. zn. że bez względu na to, czy to będą żwiry o formie

kulistej, płaskiej czy pryzmatycznej ruch ich w korycie odbywa się w tych samych warunkach, cz. przy tych samych prędkościach. Do przezwyciężenia

Prędkości graniczne dla ziarn







stanu spoczynku ziarna i wprawienia go w ruch potrzebna jest większa prędkość graniczna przedstawiona jako krzywa górna. Natomiast do dalszego transportu ziarn raz poruszonych wystarczą prędkości określone krzywą średnią.

Wszelki ruch ziarn ustaje, gdy prędkości osiągną wartości krzywej najniższej. Dlatego też nazwał prof. Schaffernak powierzchnię między krzywą najniższą a osią odciętych pow. spoczynku, powierzchnię między najwyższą a najniższą początkiem ruchu, a ponad najwyższą krzywą ruchem.

Jeśli tedy chodzi o ziarno 50-cio procentowe 17 m/m średn. to nie ruszy się ono ze stanu spoczynku dopóki prędkość denna nie przekroczy wartości 1.14 m/s, gdy to nastąpi rozpocznie się energiczny pochód ziarn tego wymiaru i będzie rwał tak długo, dopóki prędkość denna nie spadnie do wartości granicznej 0.55.

Przyjmijmy teraz, że w korekcji projektowanej dopuścimy prędkości graniczne dla ziarna 17 m/m średnicy, a pozwolimy na pewne wymulenie ziarn aż do grubości 17 m/m.

Posługując się krzywą $V_d = 7.47 \sqrt{d}$, a więc obniżając prędkość z 1.14 na 0.97 m/s obliczmy z prędkości dennych prędkość średnią, a mając prędkość średnią otrzymamy odpowiedni spadek.

Za prędkość denną przyjmujemy prędkość w wysokości 1 cm ponad dnem a nie wyższą ani niższą, gdyż chodzi o ziarno 17 m/m większe od 10 m/m i atakowane mniej więcej w tej wysokości, natomiast nie chodzi nam o piasek.

Związek między prędkością denną $(V_{0.01})$, a prędkością średnią $V_{śr}$ określony jest wzorem prof. Matakiewicza.

$$V_{0.01} = \frac{V_{śr}}{m\,(100\,T)^{\frac{1-m}{m}}}$$

$$m = 0.78 + 0.015\,T + \frac{0.2}{I_{0/00}^{\;0.7}} \quad \text{przyczem}$$

T oznacza głębokość w m, a wartość na m można brać z tablic

$$V_{śr} = V_{0.01} \cdot m \cdot (100\,T)^{\frac{1-m}{m}} \quad \text{a że dalej}$$

według tego autora

$$V_{śr} = 35.4\;T^{0.7}\;I^{0.493 + 10\,I} = f(T) \cdot f(I) \quad \text{gdzie}$$

$$f(T) = 1.04\;T^{n} \quad \text{a}$$

$$f(I) = 34\;I^{m} \text{ dla } T < 4.5 \text{ m a, } I < 0.016$$

posługując się jego tablicami otrzymamy

dla ziarna 17 m/m średnicy dla prędkości dennej

$$V_{0.01} = 0.55 \text{ m/s}$$

T	m	$V_{śr}$	f (T)	$f(I)=\frac{V_{śr}}{f(T)}$	I	S
300	0.863	1.175 m/s	2.24	0.524	0.00021	0.63
250	0.855	1.195 m/s	1.975	0.605	0.00029	0.725
220	0.846	1.24 m/s	0.805	0.687	0.00039	0.86
200	0.841	1.26 m/s	1.69	0.745	0.00046	0.92
180	0.836	1.275 m/s	1.57	0.812	0.00056	1.005
160	0.830	1.29 m/s	1.445	0.893	9.00069	1.105
140	0.825	1.293 m/s	1.315	0.985	0.00086	1.203
120	0.819	1.30 m/s	1.18	1.100	0.0011	1.32
100	0.814	1.28 m/s	1.04	1.280	0.0016	1.60
080	0.802	1.28 m/s	0.89	1.460	0.0022	1.76

Z zestawienia czytamy: Dla tej samej prędkości dennej prędkość średnia bardzo nieznacznie się zmienia ze zmianą głębokości, natomiast spadek (I) i siła unoszenia S_0 wzrastają znacznie. Prędkości średnie dla prędkości granicznej ujęte najniższą krzywą Schaffernaka odpowiadają prędkościom zestawionym tabelarycznie w ustępie o badaniu uziarnienia. I tak dla ziarna 17 m/m średnicy (15 — 25 m/m w tabeli) otrzymujemy prędkość graniczną 1.2 do 1.4 m/s, tutaj zaś 1.17 — 1.30 m/s, a więc niemal identyczne. To samo dotyczy siły unoszenia. Dla piasku kwarc. od 5—10 m/m $S_0 = 1.25$ kg/m² z tabel, tutaj od 0.6 — 1.76 kg/m². Widać z tego, że krzywa dolna Schaffernaka, Schoklitscha i innych autorów pokrywają się względnie nie wiele się różnią między sobą. Aby z prędkości granicznej wyprowadzić prędkość średnią trzeba znać spółczynnik m, który ze swej strony wymaga znajomości spadku (I). Aby do niego dojść przyjęto w pierwszym obliczeniu m = 0.800, i zestawiono pierwszą tabelkę — dopiero na podstawie tej tabelki i obliczonych spadków, zmodyfikowano m według drugiego zestawienia i z nowych prędkości średnich wyprowadzono poprawione $I^{0/00}$.

Dla średniej krzywej Schaffernaka $V_{0.01} = 0.76$ m/s otrzymamy:

$V_{0.01} = 0.76$

T	m	$V_{śr}$	f (T)	$f(I)=\frac{V_{śr}}{f(T)}$	T	S
300	0.843	1.855 m/s	2.245	0.826	0.00058	1.74
250	0.833	1.91 m/s	1.975	0.967	0.00082	2.05
200	0.824	1.945 m/s	1.69	1.15	0.00092	1.84
180	0.820	1.945 m/s	1.57	1.237	0.0015	2.70
160	0.813	1.985 m/s	1.445	1.375	0.0019	3.04
140	0.811	1.94 m/s	1.315	1.475	0.0023	3.22
120	0.807	1.935 m/s	1.18	1.64	0.00305	3.66
100	0.802	1.90 m/s	1.04	1.83	0.0043	4.30
80	0.797	1.853 m/s	0.890	2.083	0.0071	5.68

Wreszcie dla $V_{0.01} = 0.97$ m/s z równania $V_d = 7.47 \sqrt{d}$ dla ziarna 17 m/m będzie:

$V_{0.01} = 0.97$

T	m	$V_{śr}$	f (T)	$f(I)=\frac{V_{śr}}{f(T)}$	I	S
3.0	0.836	2.47 m/s	2.245	1.10	0.0011	3.3
2.5	0.828	2.52 m/s	1.975	1.275	0.0016	4.40
2.2	0.822	2.56 m/s	1.805	1.420	0.0020	4.00
2.0	0.818	2.57 m/s	1.69	1.52	0.0025	5.00
1.8	0.815	2.57 m/s	1.57	1.64	0.0031	5.60
1.6	0.812	2.56 m/s	1.445	1.77	0.0039	6.25
1.4	0.809	2.52 m/s	1.315	1.915	0.0050	7.00
1.2	0.806	2.47 m/s	1.18	2.09	0.0072	8.60
1.1	0.804	2.43 m/s	1.11	2.19	0.0092	10.20
1.0	0.803	2.40 m/s	1.04	2.30	> 0.100	

Teraz chodzi o decyzję co do głębokości, spadku i siły S. Najwłaściwszym rozwiązaniem byłoby zastosować dla danego ziarna (17 m/m) prędkość denną przedstawioną dolną krzywą Schaffernaka, gdyż zarówno prędkość jak i siła unoszenia mówią same za siebię, na przeszkodzie stoją jednak spadki wachające w granicach od 0.2—2⁰/⁰⁰, a więc tak małe, że zastosowanie ich w korekcji progowej zmuszałoby nas do budowy koryt zbyt szerokich, wysokich kaskad i głębokich przekopów.

Stosując prędkość denną odpowiadającą średniej krzywej (krzywa ruchu), możnaby podnieść spadki do wartości 7⁰/oo przy sile unoszenia do 5.68 kg/m², ale to są jeszcze za niskie wartości, dopiero obierając górną krzywą względnie wartość, prędkości granicznej z równania $V = 7.47 \sqrt{d}$ równą 0.97 m/s ze spadkiem 9.2⁰/oo zbliżyłoby nas do praktycznego rozwiązania, cóż kiedy znowu i prędkość średnia (2.47 m/s), jak i siła unoszenia, 10.2 kg/m² są za duże.

Zdawałoby się, że takiego spadku (9.2⁰/oo) nie powinno się stosować pod grozą kompletnej ruiny koryta, a przecież każdy ktokolwiek pracował około korekcji przyzna, że spadek 9.⁰/₀₀, a nawet 12⁰/oo wobec spadków stosowanych a dochodzących do 20 kilku promil jest spadkiem wcale umiarkowanym, a zabudowania wykonane o takim spadzie utrzymują się wcale dobrze.

Jakże więc tę sprzeczność pogodzić. Istota tej sprzeczności zdaje się tkwić w naszej niewiadomości właściwego spadku zwierciadła wody na korekcjach, a co zatem idzie w rozwijających się prędkościach. Do wszelkich obliczeń wprowadzamy jak wiadomo spadki biegnące po wierzchołkach progów, a przecież jest to przyjęcie, które wprawdzie wszelkie obliczenia upraszcza, lecz wraz z prostotą prowadzi jak widać do poważnych uchybień.

Przyjęcie takie jest tylko w jednym wypadku możliwe, a mianowicie gdy odstęp progów skutkiem dużego spadku jest tak mały, że woda strzela wprost z jednego progu na drugi, nie mając ani czasu, ani przestrzeni ułożyć się do niwelety międzyprogowej. We wszystkich innych wypadkach, gdy odstęp progów jest większy wody układają się mniej więcej według dna, boć zestopniowanie dna ma właśnie ten, a nie inny cel na oku.

Wobec powyższego dopóki sprawa powyższa nie będzie dostatecznie i wszechstronnie zbadana, można zupełnie spokojnie w przestrzeni międzyprogowej zamiast poziomu użyć spadku według krzywej dolnej, a dla obliczenia profilu przyjąć spadek po wierzchołkach progów, obliczony według krzywej najwyższej względnie krzywej równania $V = 7.47 \sqrt{d}$.

Przyjęcie spadku na przestrzeni międzyprogowej jest korzystne i z tego względu, że zyskujemy na różnicy spadków, a zwiększając prędkości zwłaszcza podczas niższych stanów chronimy koryto od zarastania, zwłaszcza przy wodach obfitujących w plankton.

Wynikiem naszych dotychczasowych rozważań, będzie użycie w przestrzeni międzyprogowej dla ziarna d_m (50⁰/o), spadku I = 1 — 2⁰/oo, a dla obliczenia profilu $V_{śr} = 2.43$ m/s, I = 9.2⁰/oo, S = 10.2 kg/m².

Sile unoszenia 10.2 kg/m² odpowiada ziarno

$$d = \frac{2.43^2}{55.8} = 10.6 \text{ cm}.$$

średnicy przedstawiającej dosyć poważny odłamek skały, by nie wzbudzał zastrzeżeń. Jeśli jednak uwzględni się to co już powyżej powiedziano w tej materii, a nadto doda, że chociaż obecnie podawany sposób obliczenia korekcji nie stanowi definitywnego rozwiązania, to przecież posunie nas o poważny krok naprzód i wart jest tego by go zastosować celem dalszych obserwacji nad przepływem wód w korekcjach.

C. Wypośrodkowanie profilu poprzecznego.

Przed obliczeniem profilu poprzecznego dobrze jest rozejrzeć się w materiale potrzebnym do projektowania, a zebrawszy go przedstawić rysunkiem.

W tym celu należy nanieść na oś odciętych skilometrowaną długość danego objektu. Wkreślić ujścia dopływów, na ktorych doznają zmian: powierzchnia zlewni oraz ilość spływu. Przedstawić za pomocą rzędnych te wielkości w odpowiedniej podziałce, a obok tego nanieść z krzywych przesiewu zmiany ziarna d_m czy d_s tj. zmiany ziarna 50 procentowego czy ziarna przeciętnej średnicy, czy też jakiegokolwiek bądź innego przyjętego, a które ma decydować o dopuszczalnych prędkościach i spadach względnie o jakości i wielkości zniszczenia międzyproża.

Dobrze jest mieć również przed oczyma spady potoka w promillach oraz najogólniejszy profil podłużny zwierciadła wody. Jeśli te dane umieścimy umiejętnie nad sobą, mamy tę korzyść, że dla każdego profilu badanego otrzymujemy przynależne wielkości dorzecza w km², ilość spływu w m³/s, spad względny w⁰/o, a nadto rodzaj struktury łożyska. (Patrz dane do zabudowania potoka).

Wielkość profilu poprzecznego zależy od ilości wody, którą ten profil przyjąć i poprowadzić musi. I na tę kwestję, tej ilości wody, poglądy różnych autorów są różne. Prof. Hubicki w dziełku poprzednio przytoczonym poleca zabudowania potoków przeprowadzać na średnie wielkie wody, a wymiary profilów brać z natury, z przekrojów będących w równowadze, zaznacza jednak równocześnie, że wyszukanie takich przekrojów napotyka na wielkie trudności i wymaga fachowego doświadczenia. Pomocnym w tym względzie byłby wzór na średnią wielką wodę, a że takiego nie było, sam wyprowadził formułę, popartą całym szeregiem pomiarów objętości przepływu śr. w. w. na potokach od 3—100 km² dorzecza.

Formuła ma kształt:

$$q = \frac{6.02 + (F - 1)\ 0.02}{F} \quad \text{gdzie}$$

q = ilość śr w. w. w m³/s z 1 km², F = wielkość zlewni w km².

Inż. Georg Strele radzi przy większych górskich potokach dawać odpowiednią szerokość koryta i pojemność dla odprowadzenia spodziewanych wielkich wód. Dla mniejszych objektów stosować mniejsze szerokości z przeznaczeniem odprowadzenia wód obciążonych rumosz m do miejsca składu tego rumoszu względnie do ujścia do głównego recypienta.

Zaś według Schoklitscha ostatecznym celem zabudowania potoków to nie kompletne usunięcie pochodu szutrów, którego przecież zupełnie wyeliminować się nieda, ale stworzenie pewnej równowagi między dopływem żwiru a odprowadzeniem tegoż podczas przepływu katastrofalnych wód. Toteż przekrój według niego powinien te katastrofalne wody pomieścić.

Zresztą jest to całkiem logiczne. Ponieważ wpływ na koryto, jego budowle poprzeczne i podłużne wywiera tylko w. w. przeto wymiary tego koryta powinny jej bezapelacyjnie odpowiadać. Gdyby zaś płytkość koryta na to nie pozwalała należy ją mieścić między wałami, przyczem skarpy wałów odpowiednio do potrzeby wzmocnić.

Dla zobrazowania różnicy przyjęć u różnych autorów tak na śr. w. w. jak i dla wód dużych dołączono tabelkę z wyborem autorów najwięcej popularnych.

Formuła na śr. w. w. według pomiarów szwajcarskich ma w liczniku spółczynnik 100, F wyrażone w ha, a wynik obliczony w l/s/ha.

W tabliczce niżej umieszczonej przyjęto licznik 40 według spółcz. redukcyjnego 0.4 powstałego ze stosunku jedniodniowego deszczu u nas w 1934 r. a wynoszącego 100 m/m do takiego deszczu w Szwajcarji przyjętego na 250 m/m. Wyniki podano w m^3/s.

We wzorze Iszkowskiego wzięto spłcz. $c_h = 0.225$, m według powierzchni, h = 800 m/m opadu.

	Średnie wielkie wody		Wielkie wody				
Zlewnia	Hubicki $Q=6{,}02+(F-1)0{,}02$ m^3/s	Szwajc. pomiar $Q=\sqrt[6]{\frac{40}{Fha}}$ m^3/s	Iszkowski $Q_4=C_h mhF$ m^3/s	Form dla Małopol. potoków m^3/s	Matakiewicz $Q=10F^{0,693}$ m^3/s	Kürsteiner $\frac{10.5}{\sqrt[3]{F}}\cdot F$ m^3/s	Kresnik $\frac{25}{\sqrt{F}}\cdot F$ m^3/s
0.5	6.01	1.04	0.9	—	6.2	6.6	17.7
1	6 02	1.84	1.8	7.0	10.0	10.5	25.0
2	6.04	3.32	3.6	12.0	16.2	16.7	35.4
3	6.06	4.62	5.4	16.2	21.6	21.8	43.3
4	6.08	5.88	7.0	20.8	26.1	26.4	50.0
5	6.10	7.10	8.8	25 0	30.5	30 7	55.8
6	6.12	8.28	10.5	28.8	34.6	34 6	61.3
7	6.14	9 38	12.2	32.2	38.5	38.5	66.1
8	6.16	10.48	13.8	35.2	42.3	42.0	70.6
9	6 18	11.61	15.6	37.8	45 9	45.5	75.0
10	6.20	12.70	17.1	40.0	49.3	48.8	79.2
15	6.30	17.70	25.0	54.0	65.4	63.7	97.0
20	6 40	22 60	32.4	72.0	79.8	77.6	114.0
25	6.50	27.20	39.4	75 0	93.1	90 0	125.0
30	6 60	31.80	45.8	81.0	105.7	101.1	136 5
35	6.70	36.00	52.5	87.5	117.6	114 2	148 0
40	6.80	40.00	59.2	92.0	129.0	122.8	158.2
50	7.00	48.50	71.6	100 0	150.6	142 6	177.0
70	7.40	64.50	95.7	115.4	190.1	178.5	209.0
100	8.00	86.00	123.0	130.0	243.4	226.2	250.0
150	9.00	122.20	192.0	195.0	322.4	296.3	306.0
200	10.00	154.00	248.0	260.0	393.6	359.0	354.0

Po ustaleniu wód: Q_w wody wielkiej, wody średniej rocznej Q_s (Iszkowski), średniej z najniższych Q_l nic nie stoi na przeszkodzie aby ustalić przekrój poprzeczny.

Jakżesz postępowano dotąd?

Pod uwagę brano średnią wielką wodę zwykle według formuły prof. Hubickiego, a przyjmując spadek terenu jako miarodajny i głębokość na progu między budowlami równoległymi 0.3—0.5 m starano się obraną wodę pomieścić w profilach zdjętych z natury według wskazówek profesora. Albo obierano szerokość trasy 6—10 m wzorem Armaniego

$$b = \sqrt{\frac{Q^2(1-\mu^2)\cdot 0.114679}{\mu^2 h^3}}$$

w którym Q wyrażało średnią w. w. μ spłcz. równy 0.696, h = wysokość koryta na progu dla śr. w. w.

Tabelka spłcz. $\mu = {}^3/_2\ \mu_1$ do wzoru Armaniego.

V_m	$\mu_1 = {}^2/_3\mu$	V_{wm}	$\mu_1 = {}^2/_3\mu$
0.5	0.300	1.6	0.447
0.6	0.330	1.7	0.452
0.7	0.352	1.8	0.458
0.8	0.370	1.9	0.461
0.9	0.385	2.0	0.464
1.0	0.398	2.1	0.469
1.1	0.412	2.2	0.470
1.2	0.417	2.3	0.475
1.3	0.426	2.4	0.479
1.4	0.435	2.5	0.484
1.5	0.440	2.6	0.486

Wielką czy katastrofalną wodą nie interesowano się wcale, względnie pozwolono się jej rozlewać z obu stron budowli równoległych, nie robiąc sobie skrupułów ze zwiększonej wysokości przepływu, ani ze skutków jakie to zwiększenie wywołuje. Nic też dziwnego, że efekt niedał na siebie długo czekać w postaci erozji koryta oraz potrzeby ciągłych konserwacji.

Jakże dziś postąpić należy?

Już w poprzednim ustępie z wielkości dopuszczalnej erozji wypośrodkowano na podstawie badania uziarnienia dopuszczalny spadek (I) oraz głębokość korekcji (T), pozostałby więc jedynie obiór szerokości trasy (B).

Pamiętać należy, że w. w. w jednym n. p. trapezowym korycie nie pomieści się, bo koryto takie musiałoby być szerokie.

Wobec tego zastosować należy profil złożony o środkowej części z głębokością dopuszczalną i obustronnych pasach spłyconych inundacyjnych, dających w sumie przyjęte Q w. w.

Najlepiej objaśni to przykład.

Zabudowanie potoka Smolnika od ujścia do niego dopływu Zadziele km. 9 + 880 do wpływu do Dunajca podzielono na 4 sekcje stosownie do ilości wód i miejscowych warunków. Powyżej Zadziela zabudowano Smolnik systemem zaporowym.

Sekcja I. od km 9 + 880 — 7 + 707 (ujście Bukowca)
„ II. od km 7 + 707 — 5 + 833 („ Chomranickiego)
„ III. od km 5 + 833 — 2 + 110 („ Gródka)
„ IV. od km 2 + 110 — 0 + 000 („ do Dunajca)

Chodzi teraz o obliczenie prof. sekcji II dla ziarna dm = 17 m/m, przy średniej prędkości V sr = 2.43 m/s, a dennej V0.01 = 0.97 m/s, głębokości T = 1.10, spadku I = 9.2⁰/oo.

Zlewnia $F = 36.5\ km^2$ $Q = 121\ m^3/s$

Założenie: część środkowa koryta głębsza ujmie $Q/3 = 40.3\ m^3/s$

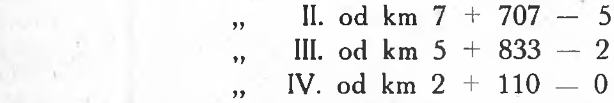
$$\text{wobec tego } B = \frac{Q3}{V\acute{s}r \cdot T} = \frac{40.3}{2.43 \cdot 1.1} = 15.1\ m$$

Dla inundacji o głęb. t = 1.8 m — 0.4 = 0.7 m będzie

V śr = f/T/ f/T/ = 0.811 . 2.19 = 1.78 m/s. Szerokość podwójna

$$2\ b = \frac{Q - Q/3}{V\acute{s}r \cdot t} = \frac{80.7}{1.78 \cdot 0.7} = 64.5\ m$$

Dno w inundacji otrzyma nachylenie 1 — 2 ⁰/oo do głównego koryta dla lepszego spływu wód. Szerokość koryta jest stosunkowo znaczna bo wy-



nosi 15.1 + 64.5 = 79.6 m, a sama część środkowa zajmuje 15.1 m szerokości. Szerokość trasy zabudowanego już przed kilkunastu laty Smolnika wynosi w tym miejscu 10.0 m, różnica więc znaczna. Jeśli jednak uwzględni się to, że spadki w tej sekcji dochodzą do 16⁰/oo a głębokość dla średniej w. w. do 0.5 m. mamy już dla samej śr. w. w. siłę Sa = 1000 IT = 8 kg/m^2, a przyjąwszy wysokość dla w. w. tylko 1.5 m. co dla profilu istniejącego nie będzie za dużo otrzymalibyśmy siłę S = .16 · 1.5 = 24 kg/m^2 od obecnej 10.2 kg/m^2.

Można zatym zaryzykować twierdzenie, że nowy sposób obliczania profilu położy kres gwałceniu koryta.

Aby uzyskać dokładny obszar rozkładu prędkości w nurcie należy obliczyć jeszcze rzędną Ys cz. odległość od dna średniej prędkości profilu, oraz największą prędkość powierzchniową Vp max.

Głębokość na której leży prędkość średnia określona jest równaniem:

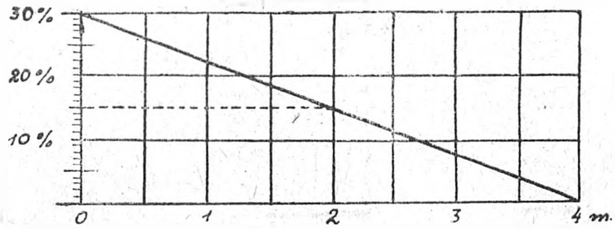
$$Ys = m \frac{m}{1-m} \cdot T = 0.804 \frac{0.804}{1-0.804} \cdot 1.1 = 0.45\ m$$

Największa prędkość powierzchniowa będzie:

$$Vp\ max = \frac{Vir}{m} = \frac{2.43}{0.804} = 3.02\ m/s.$$

Rozkład prędkości przedstawiono na rysunku.

Tu pamiętać należy o tym, że w terenach inundacyjnych tam gdzie tereny te są pokryte kulturą, przepływ wody odbywa się w innych warunkach jak w korycie, dlatego też prędkości obliczone trzeba redukować, a redukcja według prof. Matakiewicza zależy od wysokości przykrycia wodą obszaru zalewowego. Dla przykrycia głębokości t = 0 zmniejszenie Všr wyniesie 0.30 %, a dla przykrycia t = 4 m zmniejszenie wyniesie 0. Rysunkowo przedstawi się jak niżej.



Chodziłoby jeszcze o to by choć krótko zastanowić się nad kwiestją jakimi względami kierować się przy obieraniu środkowej, głównej części koryta.

Wytyczne trudno ująć w jakąś formułę, gdyż szerokość ta zależeć będzie w głównej mierze od terenu, lecz jako pewien ogólny wskaźnik możnaby przyjąć, by ta część profilu po poziom do inundacji (0.4 m — 0,5 m) ujęła n. p. całą średnią w. w. według norm szwajcarskich albo aby ta część profilu przy zupełnym napełnieniu (1.10) ujęła połowę lub 1/3 całej w. w. przeznaczając resztę na inundację.

Lecz można do tej kwestji wyjść z innego założenia n. p. by średnia roczna (Qm) przepływając spadkiem międzyprogowym wykazywała prędkość nie mniejszą jak 0.2 m/s. W każdym wypadku o jednym zapominać nie wolno a mianowicie, że im część środkowa będzie węższa (a co zatem idzie i tańsza) tem szersze będą pasy inundacyjne.

Obliczmy w naszym przykładzie przepływ średniej rocznej (Qm) wzorami Iszkowskiego:

$$Q_m = 0.03171 \cdot c_m \cdot h \cdot F \qquad c_m = 0.55,$$

$$h = 0.800 \text{ m}, \quad F = 36.5 \text{ km}^2$$

$$Qm = 0.03171 \times 0.55 \times 0.800 \times 36.5 = 0.510 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t = 0.07 \text{ m} \qquad I = 0.092$$

$$Všr = f(t) \times f(I = 0.162 \times 2.285 = 0.370$$

$$Qm = F \times Vsr = 1.151 \times 0.370 = 0.560 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Wysokość przepływu będzie między 6 a 7 cm z prędkością 0.37 m/s.

W końcu narzuca się jeszcze jedno pytanie. Co robić jednak, gdy brak miejsca w terenie nie popozwala na użycie profilu złożonego? W takim wypadku musimy pozostać przy profiu pojedynczym tylko odpowiednio do siły unoszenia wzmocnionym albo też postanowić użycie żłobu.

Przy wszelkich kombinacjach żłobów z korekcjami podobnie jak przy zmianie spadków pamiętać o tym, by siła unoszenia pozostała w odpowiedniej wielkości, gdyż zmiana jej powoduje przy zwiększeniu wymywanie a przy zmniejszeniu osady w korycie rzeki.

Każdy projekt powinien zawierać wyczerpujące badania założeń projektu, a zwiększona praca biurowa, przyniesie pomyślne rezultaty w postaci udałych budowli, oraz celowo użytych funduszów, co dla kraju tak zniszczonego jak nasz, nie będzie bez znaczenia.

Nowy Sącz, w styczniu 1946.

Źródła:

Inż. St. Hubicki: Zabudowanie potoków górskich.

Inż. H. Streele: Grundriss der Wildbachverbauung.

Ferdinand Wang: Grundriss der Wildbachverbauung.

Dr. Inż. M. Matakiewicz: Materiał ruchomy w potokach i rzekach.

Dr. Inż. M. Matakiewicz: Zasady wyzyskania sił wodnych.

Dr. Inż. M. Matakiewicz: Budowa jazów.

Dr. Inż. M. Matakiewicz: Przepływ przez obszary zalewowe rzek.

Schoklitsch: Der Wasserbau.

Dr. Ing. W. Loos: Praktische Anwendung der Bauuntersuchungen.

Gospodarka wodna rocz. 1938: Przyczynki do sprawy dopuszczalnych prędkości.

Dr. F. Schaffernak: Neue Grundlagen für die Berechnung der Geschiebeführung in Flussläufen.

Inż. ETH M. R. ROŠ, Zürich — Inż. M. MISCHKE, Kraków

PRZYCZYNEK DO TEORII BETONU STRUNOWEGO

I. Wstęp.

Publikacje dotyczące betonu o naprężeniu wstępnym są bardzo liczne. Odnośne rozprawy opracowali m. in. A. Paris, A. Senn, E. Hoyer, G. Colonetti, T. Gueritte, E. Mörsch, P. Lardy i R. Weber *).

Najbardziej eleganckie i wyczerpujące ujęcie tematu pochodzi bezwątpienia od Colonetti'ego, który podał następujące rozwiązanie równania naprężeń:

$$\sigma_z = E(\lambda + \mu \cdot y + \mu' \cdot x - \varepsilon_2)$$

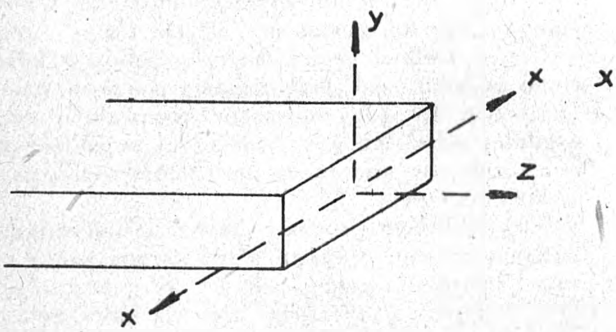
przyczym

$$\lambda = \frac{N + E_b \int \frac{E}{E_b} \cdot \varepsilon_2 \cdot df}{E_b \int \frac{E}{E_b} \cdot df}$$

*) Patrz: Bibliografia.

$$\mu = \frac{M_x + E_b \int \frac{E}{E_b} \cdot \varepsilon_2 \cdot y \cdot df}{E \int \frac{E}{E_b} \cdot y^2 \, df}$$

$$\mu' = \frac{M_y + E_b \int \frac{E}{E_b} \cdot y^2 \, df}{E \int \frac{E}{E_b} \, x^2 \cdot df}$$



Rys. 1.

N, M_x, M_y powstają wskutek działania sił zewnętrznych. (Ciężar własny, obciążenie użytkowe i t. d.).

To ogólne rozwiązanie równania naprężeń, powtarza się w poniżej wyprowadzonych wzorach w formie nieco uproszczonej. Rozwiązanie Colonetti'ego porzucono, aby dojść przy pomocy najprostszych rozważań do zasadniczych związków teorii betonu strunowego. Dla inżyniera jednak, któremu zasady klasycznej mechaniki budowli są dobrze znane, jest rzeczą godną polecenia przestudjowanie tego niesłychanie jasno i niedościgle elegancko potraktowanego rozwiązania w tekście oryginalnym.

1. Założenia.

W najbardziej ogólnym wypadku mamy do czynienia z dowolnym kształtem przekroju, zbrojenie rozłożone jest dowolnie i może być dowolnie różnie naprężone. Beton tworzący przekrój może wykazywać różny skład i różny wiek. Moduł sprężystości i skurczu $_b\varepsilon_{sk}$ może być zatem w poszczególnych warstwach różny. Tego rodzaju ciało narażone jest na t. zw. naprężenia wewnętrzne.

Dla obliczenia rozkładu naprężeń w przekroju stoją do dyspozycji dwa równania równowagi:

$$\int \sigma \, dF = 0 \qquad \ldots\ldots (1)$$

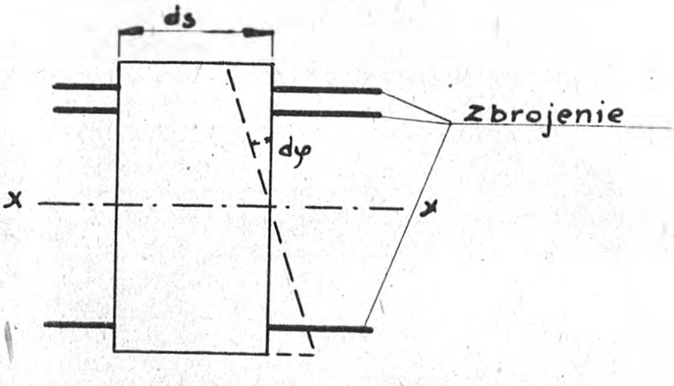
$$\int \sigma y \cdot dF = 0 \qquad \ldots\ldots (2)$$

a ponadto dla materiałów użytych do konstrukcji — prawo Hooke'a i hypoteza Navier-Bernoulli'ego, stwierdzająca, że rozpatrywane przekroje płaskie pozostają płaskiemi także po odkształceniu w zakresie sprężystym. Kształt przekroju niechaj będzie **symetryczny względem osi y**, zresztą jednak dowolny.

II. Naprężenia wewnętrzne, bez uwzględnienia sił zewnętrznych.

2. Ogólne obliczenie naprężeń.

Według metody dr. inż. P. Lardy'ego*) wychodzi się z rozwiązania odkształcenia przekroju:



Rys. 2.

Zmiana długości warstwy leżącej w odległości y od idealnej osi ciężkości wynosi:

$$\Delta \, ds = \varepsilon_{sk} \cdot ds + \frac{\sigma}{E} \, ds \qquad \ldots\ldots (3)$$

gdzie oznacza:

ε_{sk} — skurcz
E — moduł sprężystości
σ — naprężenie normalne.

Jeżeli ε_0 oznacza całkowitą zmianę długości idealnej osi ciężkości a $d\varphi$ — kąt obrotu badanego przekroju, wtedy można napisać

$$\Delta \, ds = \varepsilon_0 \cdot ds + y \, d\varphi \qquad \ldots\ldots (4)$$

Z równań (3) i (4) wynika:

$$\sigma = E\left(\varepsilon_0 - \varepsilon_{sk} + y \frac{d\varphi}{ds}\right) \qquad \ldots. (5)$$

Wstawiając równanie (5) w (1) i (2) i uwzględniając, że $\int E y dF = 0$ (definicja osi ciężkości przekroju idealnego), otrzymuje się:

$$\int E(\varepsilon_0 - \varepsilon_{sk} \, dF) = 0 \qquad \ldots. (1) + (5)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\int E \cdot \varepsilon_{sk} \cdot dF}{\int E \cdot dF} \qquad \ldots. (6)$$

$$\int E\left(-\varepsilon_{sk} + y \frac{d\varphi}{ds}\right) y \cdot dF = 0 \qquad \ldots. (2) + (5)$$

$$\frac{d\varphi}{ds} = \frac{\int E \cdot \varepsilon_{sk} \cdot y \cdot dF}{\int E \cdot y^2 \cdot dF} \qquad \ldots. (7)$$

Wstawiając z kolei (6) względnie (7) w równanie (3) lub (4) otrzymuje się ostatecznie szukane równanie naprężeń

*) Schweizer Bauzeitung z 30. I. 1943 „Eigenspannungen und vorgespannter Beton".

$$\frac{\sigma}{E} + \varepsilon_{sk} = \frac{\int E \cdot \varepsilon_{sk} \cdot dF}{\int E \cdot dF} + y \frac{\int E \cdot \varepsilon_{sk} \cdot y\, dF}{\int E \cdot y^2 \cdot dF} \quad \ldots\ldots (8)$$

w którym wszystkie wartości z wyjątkiem σ są znane, względnie mogą być obliczone.

Lardy pisze równanie (8) w bardziej prostej formie przedstawiając odkształcenie dowolnej warstwy, jako skutek działania fikcyjnej siły dNi o odpowiedniej wielkości.

Zatem definjując:

$E \cdot \varepsilon_{sk} \cdot dF = dNi$ — elementarna fikcyjna siła podłużna.

$\int E \cdot \varepsilon_{sk} \cdot dF = Ni$ — wypadkowa sił fikcyjnych.

$\int E \cdot \varepsilon_{sk} \cdot y \cdot dF = Mi$ — moment wypadkowy fikcyjnych sił ze względu na oś ciężkości

oraz

$$\int E \cdot dF = \Sigma E \cdot F = (E \cdot F)$$

$$\int E \cdot y^2 \cdot dF = \Sigma E \cdot y^2 \cdot F = (E \cdot J)$$

można równanie (8) napisać w prostej formie:

$$\frac{\sigma}{E} + \varepsilon_{sk} = \frac{Ni}{(E \cdot F)} + \frac{Mi}{(E \cdot J)} \quad \ldots\ldots (8)$$

Równania (1) do (8) są ważne dla dowolnego ciała, pod wpływem naprężenia własnego.

3. Ogólne rozwiązanie równania naprężeń (8) dla betonu strunowego.

W betonie uwolnionym od wpływu jakichkolwiek sił zewnętrznych występuje skurcz:

$\varepsilon_{sk} = {}_b\varepsilon_{sk}$ (np.: 0,4‰), w normalnym wypadku równy dla całego przekroju. Zatem dla stałego E — całkowanie dla wszystkich warstw betonu daje:

$$\int_{beton} E \cdot \varepsilon_{sk} \cdot dF = E_b \cdot {}_b\varepsilon_{sk} \cdot F_b$$

Dla włókna stalowego bez naprężenia wstępnego byłoby $\varepsilon_{sk} = 0$; stal wydłużona wskutek zastosowania naprężenia wstępnego ma jednak tendencję do pełnego powrotu do formy pierwotnej. Skutkiem tego można skurcz dla stali zdefinjować następująco: *)

$${}_s\varepsilon_{sk} = {}_s\varepsilon_{sp} = \frac{-{}_s\sigma_v}{E_s}$$

(${}_s\sigma_v$ jest to naprężenie wstępne wywołane mechanicznie).

*) Pozostano tu przy przyjętym dla stali sposobie oznaczania: ciągnieuie i wydłużenie (+).

Całkowanie dla wszystkich włókien stali daje zatem:

$$\int_{stal} E_s \cdot \varepsilon_{sk} \cdot dF = -\Sigma\, {}_s\sigma_v \cdot F_s$$

Stąd wypadkowa wszystkich fikcyjnych sił normalnych:

$$Ni = \int E \cdot \varepsilon_{sk} \cdot dF = E_b \cdot {}_b\varepsilon_{sk} \cdot F_b - \Sigma\, {}_s\sigma_v \cdot F_s$$

oraz

$$Mi = E_b \cdot {}_b\varepsilon_{sk} \cdot y_b \cdot F_b - \Sigma\, {}_s\sigma_v \cdot y_s \cdot F_s$$

składają się z udziału betonu, którego skurcz wywołany jest właściwościami chemicznymi i fizycznymi, tudzież udziału stali, której skurcz spowodowany jest wpływem naprężenia wstępnego.

Podstawiwszy:

$$F_b + n F_s = F_{id}$$

$$J_b + n J_s = J_{id}, \quad \text{gdzie } n = \frac{E_s}{E_b}$$

otrzymuje się równania naprężeń:

dla betonu:

$$\sigma_b = -{}_b\varepsilon_{sk} \cdot E_b + \frac{Ni}{F_{id}} + y \frac{Mi}{J_{id}} \quad \ldots (9)$$

dla stali:

$$\sigma_s = -{}_s\varepsilon_{sk} \cdot E_s + \frac{nNi}{F_{id}} + y \frac{nMi}{J_{id}} \quad \ldots (10)$$

a ponieważ miara skurczu ${}_s\varepsilon_{sk} = -\frac{{}_s\sigma_v}{E_s}$, więc

$$\sigma_s = {}_s\sigma_v + \frac{nNi}{F_{id}} + y \frac{nMi}{J_{id}} \quad \ldots (10)$$

4. Pełzanie betonu.

(Odkształcenie plastyczne pod wpływem obciążenia trwałego).

Beton poddany po raz pierwszy jakiemuś obciążeniu odkształca się. Po zdjęciu obciążenia beton nie wraca w pełni do formy pierwotnej; odkształcenie całkowite składa sie zatem z odkszałcenia sprężystego (które jest odwracalne) i z trwałego, plastycznego odkształcenia.

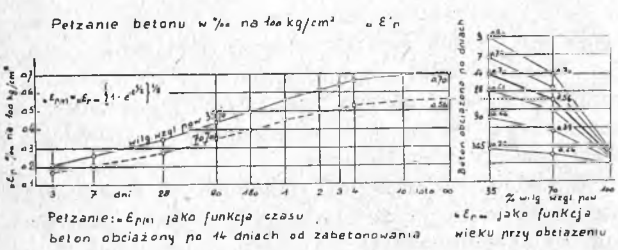
Wielkość odkształcenia plastycznego rośnie proporcjonalnie do czasu obciążenia; przy krótkotrwałem obciążeniu udział ten może wynieść np. 5 do 10 % odkształcenia sprężystego. W betonie poddanym obciążeniu długotrwałemu występuje dalszy wzrost odkształcenia, czyli t. zw. pełzanie. Udział odkształcenia plastycznego staje się z czasem coraz większy i może osiągnąć, przy bardzo długim okresie obciążenia. 2- i 3-krotną, wartość odkształcenia sprężystego.

Jeżeli z kolei beton, który przez długi czas był obciążony, zostanie odciążony, to odkształcenie całkowite zmniejsza się o udział odkształcenia sprężystego. Dla starych betonów udział ten jest bardzo mały.

Przy dłużej trwającem odciążeniu zmniejsza się również odkształcenie plastyczne o pewną małą część; mówi się, że beton „odpoczywa". Ta odwracalna wartość odkształcenia plastycznego może wynosić co najwyżej 10 % całkowitego pełzania. Zjawisko to można uważać jako pewnego rodzaju „pełzanie wsteczne". Przyczyny tego zjawiska są następujące. Wskutek odkształceń plastycznych w spoiwie cementowym (obciążonego betonu) kruszywo przejmuje stopniowo coraz więcej naprężeń, podczas gdy spoiwo ulega odciążeniu. Po zdjęciu obciążenia powstają w betonie naprężenia wewnętrzne, ponieważ kruszywo jest hamowane w swojej tendencji do sprężystego odkształcenia przez otaczającą je masę cementu. Ta ostatnia ma mniejszą tendencję, do odprężenia dzięki spowodowanemu pełzaniem zmniejszeniu się sił wewnętrznych w cemencie. Stąd występuje w kruszywie naprężenie wewnętrzne cisnące, podczas gdy w spoiwie powstaje ciągnienie.

Prawo pełzania.

1. Przy obciążeniu osiowym pręta siłą niezmieniającą w czasie działania swej wartości, wywołującą naprężenie nie przekraczające wartości: ${}_b\sigma_p \leq 1/3\ {}_b\beta_s$ (praktyczna granica stosowalności), wielkość pełzania jest w przybliżeniu proporcjonalna do naprężenia.
2. Wielkość pełzania jest zależna przede wszystkim od: wytrzymałości betonu na ciśnienie a zatem od wieku betonu (im wieksza wytrzymałość tem mniejsze pełzanie), sposobu przechowania betonu: na sucho, w wilgoci lub w wodzie, w dalszej kolejności od innych czynników, które wpływają na jakość betonu; gatunek i zawartość cementu, współczynnik cementowo-wodny, uziarnienie kruszywa, wykonanie betonu i tp.
3. Pełzanie betonu z czasem zanika, t. zn. dąży do pewnej wartości granicznej ${}_b\varepsilon_p(\infty)$. Funkcję pełzania i czasu można odczytać dla dowolnego wieku i sposobu przechowania betonu z rys. 3.*)



Rys. 3.

Pełzanie dla betonu innego niż przepisany — można odczytać ze stosunku:

$$\frac{{}_b\varepsilon_{p1}}{{}_b\varepsilon_{p2}} = \frac{{}_b\beta_{s2}}{{}_b\beta_{s1}}.$$

*)Wykresy są reprodukowane z opracowanego przez Polską Komisję Norm Budowlanych w Szwajcarii. Zürich, projektu przepisów dla betonu strunowego (Abb 5 i 7).

Wpływ pełzania.

Wpływ pełzania przy długotrwałym obciążeniu można uwzględnić stosując zmodyfikowane prawo Hooke'a:

$${}_b\varepsilon_{(t)} = \frac{\sigma_b}{V_{b(t)}},$$

gdzie: σ_b jest naprężeniem niezmiennym przez cały czas działania (patrz niżej),

${}_b\varepsilon_{(t)}$ jest sumą odkształceń plastycznego i sprężystego w czasie t.

$$V_{b(t)} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{(t)}}$$

jest modułem odkształcenia betonu, który maleje z czasem t

$$\varphi_{(t)} = \frac{{}_b\varepsilon_{p(t)}}{{}_b\varepsilon_{sp}}$$

przyczem

${}_b\varepsilon_{p(t)}$ należy odczytać z rys. 3,

$${}_b\varepsilon_{sp} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

(wstawiać: $\sigma_b = 1$ kg/cm², ponieważ ${}_b\varepsilon_{p(t)}$ jest na rys. 3. podany dla $\sigma_b = 1$ kg/cm²).

Wstawiając w równania (9) i (10)

$V_{b(t)}$ zamiast E_b

$$n' = \frac{E_s}{V_{b(t)}} \quad \text{zamiast} \quad n = \frac{E_s}{E_b}$$

można w prosty sposób ustalić wpływ pełzania betonu.

* * *

W rozważaniu powyższym poczyniono szereg założeń upraszczających, dzięki którym wynik obarczony jest pewnym błędem. I tak diagram pełzania jest ważny dla dowolnej stałej wartości naprężenia (1 kg/cm² lub n kg/cm²). Tymczasem naprężenie wstępne rzeczywiste w betonie strunowym maleje z czasem aż do wartości granicznej: ${}_b\sigma_{r(t=\infty)}$. Jeżeli zatem porównać przebieg pełzania pewnego elementu obciążonego stale niezmiennem naprężeniem ${}_b\sigma_{r(t}=\infty)$ — z pełzaniem elementu obciążonego początkowo naprężeniem ${}_b\sigma_r > {}_b\sigma_{r(t}=\infty)$ staje się oczywistem, że całkowite odkształcenie skutkiem pełzania będzie w elemencie drugim większe niż w elemencie pierwszym.

Błąd rachunku wyraża się zatem przez przyjęcie na pełzanie formuły:

$${}_b\varepsilon_{p(t)} = \frac{{}_b\sigma_{r(t=\infty)}}{V_{b(t=\infty)}}.$$

Poniższy przykład naświetla występujące tu zależności.

Niech będą dane:

Trzy pręty naprężone wstępnie siłą osiową P = 15.000 kg. Przekrój betonu wynosi $F_b = 99$ cm². Naprężenie wstępne w drutach każdego pręta niech będzie różne: 15.000 kg/cm²,

10.000 kg/cm² i 5.000 kg/cm², a co za tym idzie przekrój drutów odpowiednio: $F_s = 1{,}0\ cm^2$, $1{,}5\ cm^2$ i $3{,}0\ cm^2$.

Obliczenie pełzania betonu sposobem dokładnym.

Pełzanie jest w pierwszym momencie po odprężeniu proporcjonalne do ${}_b\sigma_v$:

$$\triangle\ {}_b\varepsilon_p = {}_b\sigma_v \cdot \triangle\ {}_b\varepsilon'_p\ ^{*)}.$$

Natychmiast po rozpoczęciu pełzania występuje spadek naprężenia w betonie, które przyjmuje po pewnym czasie wartość: ${}_b\sigma_{r/t} < {}_b\sigma_v$.

Przebieg tego zjawiska w czasie można przedstawić linią schodkową, przyjmując naprężenie betonu w krótkich odcinkach czasu jako stałe. Otrzymuje się wówczas całkowite odkształcenie betonu:

$$\Sigma\varepsilon = {}_b\sigma_{sp} + \Sigma \triangle\ {}_b\varepsilon'_p \cdot {}_b\sigma_{r(t)}.$$

Skurcz został tu pominięty: ${}_b\varepsilon_{sk} = 0$.

Rachunek odpowiedni przeprowadzono analitycznie w tabeli I, na podstawie diagramu z rys. 3 dla 35% wilgotności.

*) ε' — odkształcenie jednostkowe (na 1 kg/cm²).

Obliczenie pełzania sposobem przybliżonym.

$${}_b\sigma_{r(t=\infty)} = \frac{\Sigma\ {}_s\sigma_v \cdot F_s}{F_b + nF_s} \quad \frac{15.000}{99 + 20F_s}$$

dla: $F_s = 1{,}0\ cm^2$	${}_b\sigma_r = 126\ kg/cm^2$
1,5 „	116,4 „
3,0 „	94,5 „

przytem $n = 20$, ponieważ $V_{b(t)} = 105.000\ kg/cm^2$

stąd: $${}_b\varepsilon_c = \frac{{}_b\sigma_{r(t=\infty)}}{V_{b(t)}}.$$

Poniżej zestawiono wyniki przeprowadzonych obliczeń.

Ten sam pręt obciążony stale pod naprężeniem niezmiennem ${}_b\sigma_r = 124\ kg/cm^2$, odkształciłby się o:

$${}_b\varepsilon_c = \frac{124}{400.000} + \frac{0{,}70 \cdot 124}{100} =$$
$$= 0{,}310 + 0{,}868 = 1{,}178\%.$$

Porównanie wartości wykazuje, że sposób przybliżony i obliczenie przy założeniu stałego naprężenia ${}_b\sigma_r$ dają wyniki zbyt korzystne.

Przykład powyższy ilustruje znany fakt, że straty

Odkształcenie sprężyste i pełzanie pręta z betonu strunowego

Naprężenie wstępne w skali kg/cm²	Odkształcenie ${}_b\varepsilon_c$ — Wartość rzeczywista		Odkształcenie ${}_b\varepsilon_c$ — Wartość przybliżona	
15.000	1,304%,	$\sigma_b = 124{,}0\ kg/cm^2$	1,20%,	$\sigma_b = 126{,}0\ kg/cm^2$
10.000	1,245%,	112,5	1,11%,	116,4
5.000	1,083%,	83,0	0,90%,	94,5

Tabela I

Spadek naprężenia w betonie i stali przy naprężeniu wstępnem siłą osiową $P_v = \Sigma\ {}_s\sigma_r \cdot F_s$ o różnem naprężeniu wstępnem ${}_s\sigma_v$.

Czas	Pełzanie betonu 1/100% $\Delta\ {}_b\varepsilon'_p$	$\Sigma\ {}_b\varepsilon'_p$	${}_s\sigma_v = 15000\ kg/cm^2$, $F_b = 99\ cm^2$, $F_s = 1{,}0\ cm^2$ [2]		${}_s\sigma_v = 10000\ kg/cm^2$, $F_b = 99\ cm^2$, $F_s = 1{,}5\ cm^2$		${}_s\sigma_v = 5000\ kg/cm^2$, $F_b = 99\ cm^2$, $F_s = 3\ cm^2$	
natychmiast po obciąż.			$\sigma_b = \frac{150000}{104{,}25} = 1440\ kg/cm^2$, ${}_b\varepsilon_s = 0{,}350‰$		$\sigma_b = \frac{150000}{106{,}875} = 1402\ kg/cm^2$, ${}_b\varepsilon_s = 0{,}351‰$		$\sigma_b = \frac{150000}{114{,}75} = 1308\ kg/cm^2$, ${}_b\varepsilon_s = 0{,}327‰$	
po 12 h	0,135 [1]		$\frac{13840}{99} = 140{,}0$	$\Delta_b\varepsilon_p = 0{,}194$ [3] / $\Sigma\varepsilon = 0{,}553$	$\frac{15.8870}{99} = 134{,}2$	0,189 / 0,540	$\frac{3.3940}{99} = 119{,}3$	0,176 / 0,503
po 3 dniach	0,075	0,21	$\frac{13620}{99} = 138{,}0$	0,105 / 0,658	$\frac{15.8656}{99} = 131{,}0$	0,101 / 0,641	$\frac{3.3755}{99} = 114{,}0$	-0,090 / 0,593
po 7 „	0,050	0,26	$\frac{13475}{99} = 136{,}0$	0,069 / 0,727	$\frac{15.8520}{99} = 129{,}2$	0,066 / 0,707	$\frac{3.3640}{99} = 110{,}2$	0,057 / 0,650
po 28 „	0,080	0,34	$\frac{13240}{99} = 134{,}0$	0,109 / 0,836	$\frac{15.8300}{99} = 126{,}0$	0,104 / 0,811	$\frac{3.3450}{99} = 104{,}5$	0,088 / 0,738
po 90 „	0,100	0,44	$\frac{12960}{99} = 131{,}0$	0,134 / 0,970	$\frac{15.8030}{99} = 121{,}8$	0,126 / 0,937	$\frac{3.3230}{99} = 98{,}0$	0,105 / 0,843
po 180 „	0,060	0,50	$\frac{12800}{99} = 129{,}5$	0,078 / 1,048	$\frac{15.7880}{99} = 119{,}4$	0,073 / 1,010	$\frac{3.3110}{99} = 94{,}2$	0,059 / 0,902
po 1 roku	0,060	0,56	$\frac{12635}{99} = 128{,}0$	0,078 / 1,126	$\frac{15.7725}{99} = 117{,}0$	0,072 / 1,082	$\frac{3.2990}{99} = 90{,}5$	0,056 / 0,958
po 5 latach	0,110	0,67	$\frac{12340}{99} = 125{,}0$	0,141 / 1,267	$\frac{15.7460}{99} = 113{,}0$	0,129 / 1,211	$\frac{3.2780}{99} = 84{,}2$	0,100 / 1,058
po ∞ „	0,030	0,70	$\frac{12260}{99} = 124{,}0$	0,037 / 1,304‰	$\frac{15.7380}{99} = 112{,}0$	0,034 / 1,245	$\frac{3.2725}{99} = 82{,}5$	0,025 / 1,083

1) ekstrapolowane z rys. 3

2) $F_b + n \cdot F_s = 104{,}25\ cm^2$ $n = 5{,}25$

3) $\Delta_b\varepsilon_p = {}_b\varepsilon'_p\ \sigma_b = 1440 \cdot 0{,}135 = 0{,}194‰$; ${}_s\sigma_r = 15000 - \frac{0{,}553}{1000} \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 = 13840\ kg/cm^2$ itd

naprężenia wstępnego (skutkiem pełzania) są stosunkowo większe przy małej wartości naprężenia wstępnego, aniżeli przy większym naprężeniu wstępnym. Stąd stosowanie możliwie wysokiego naprężenia wstępnego jest ekonomiczne.

Również odchyłki metody przybliżonej obliczenia od stosunków rzeczywistych rosną z malejącem naprężeniem wstępnym.

5. Skurcz betonu i odkształcenie plastyczne drutu.

Skurcz betonu uwzględniono już w równaniach (8), (9) i (10). W wielu wypadkach jest jednak lepiej oddzielać spadek naprężenia, wywołany skurczem, od naprężenia wstępnego, tymbardziej, że wpływ skurczu przyjmuje sie jako znany (rys 4*).



Rys. 4.

Strata naprężenia w drutach wywołana skurczem betonu wynosi:

$$\triangle\ {}_s\sigma_{sk} = {}_b\varepsilon_{sk} \cdot E_s\ .$$

Równocześnie skurcz betonu wywołuje w drutach o naprężeniu wstępnem ${}_s\sigma_v > 0{,}5 \cdot {}_s\sigma_p$ odkształcenie plastyczne, które rośnie z czasem. Powstałą stąd stratę naprężenia wstępnego uwzględnia się przez redukcję empiryczną (ryc. 5**).

$$\triangle\ {}_s\sigma_p = {}_b\varepsilon_p \cdot E_s$$

zatem

$$\triangle\ {}_s\sigma_r = {}_s\sigma_v - \triangle\ {}_s\sigma_{sk} - \triangle\ {}_s\sigma_p\ .$$

W większości wypadków jest

$$\left.\begin{matrix} {}_b\varepsilon_{sk} \\ E_b \end{matrix}\right\}\ \text{stałe w całym przekroju.}$$

Równanie naprężeń można zatem napisać w formie uproszczonej po przeprowadzeniu następującego rachunku.

Z równania (9)

$$\sigma_b = -{}_b\varepsilon_{sk} \cdot E_b + \frac{E_b \cdot {}_b\varepsilon_{sk} \cdot F_b - \Sigma\ {}_s\sigma_v \cdot F_s}{F_{id}} +$$

$$+\ y\ \frac{E_b \cdot {}_b\varepsilon_{sk} \cdot F_b y_b - \Sigma\ {}_s\sigma_v \cdot F_s \cdot y_s}{J_{id}}$$

wyjmując z równania człony odnoszące się do betonu otrzymuje się:

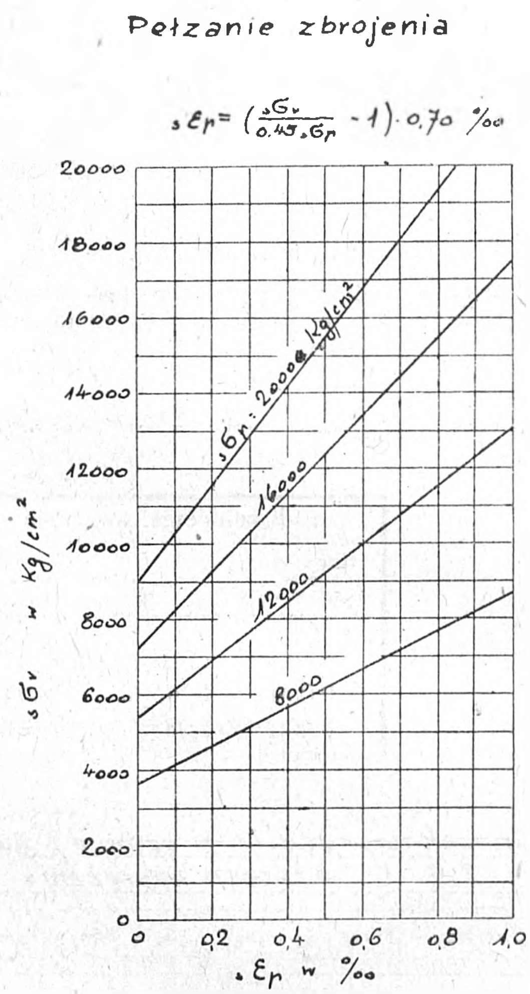
$$-\ {}_b\varepsilon_{sk} \cdot E_b + \frac{E_b \cdot {}_b\varepsilon_{sk} \cdot F_b}{F_{id}} + \frac{E_b \cdot {}_b\varepsilon_{sk} \cdot F_b \cdot y_b}{J_{id}}$$

*) Z PKNB Abb 5 i 7.
**) Z PKNB Abb 8.

ponieważ zaś: $F_b \cdot y_b = -\ n\ \Sigma\ F_s \cdot y_s$, można wyrazić to w formie:

$${}_b\varepsilon_{sk} \cdot E_b\ (-\ 1 + \frac{F_b}{F_{id}}) -$$

$$\frac{-\ E_b \cdot {}_b\varepsilon_{sk} \cdot n\Sigma F_s \cdot y_s}{J_{id}}$$



Rys. 5.

i dalej:

$${}_b\varepsilon_{sk} \cdot E_b \left(\frac{-\ F_b - n \cdot F_s + F_b}{F_{id}} \right) -$$

$$-\ \frac{{}_b\varepsilon_{sk} \cdot E_s \cdot F_s \cdot y_s}{J_{id}}$$

oraz:

$$-\ {}_b\varepsilon_{sk} \cdot E_s\ \frac{F_s}{F_{id}} - \frac{{}_b\varepsilon_{sk} \cdot E_s \cdot F_s \cdot y_s}{J_{id}}$$

i

$$-\ \triangle\ {}_s\sigma_{sk}\ \frac{F_s}{F_{id}} - \frac{\triangle\ {}_s\sigma_{sk} \cdot F_s \cdot y_s}{J_{id}}$$ i stąd w końcu:

$$(9')\ldots \quad \sigma_b = -\frac{\Sigma\,{}_s\sigma_r \cdot F_s}{F_{id}} - y\frac{\Sigma\,{}_s\sigma_r \cdot F_s \cdot y_s}{J_{id}}$$

$$(10')\ldots \quad \sigma = {}_s\sigma_r - \frac{n\,\Sigma\,{}_s\sigma_r \cdot F_s}{F_{id}} - y\frac{n\,\Sigma\,{}_s\sigma_r \cdot F_s \cdot y_s}{J_{id}}$$

Ogólnie, interpretując równania (9') i (10'), można powiedzieć, że o ile w całym przekroju pręta występuje jednakowy skurcz i moduł E — wtedy obliczenie naprężeń przeprowadza się jak przy mimośrodkowym ściskaniu.

Wielkość ciśnienia oblicza się odejmując od naprężenia wstępnego wpływ skurczu i ew. pełzania drutu; pełzanie betonu uwzględnia się przez wstawienie zamiast $n = \frac{E_s}{E_b}$ ($n = 5$ do 7) wartości $n' = \frac{E_s}{V_b}$ ($n' = 15$ do 20), zależnie od wieku i sposobu przechowania betonu.

W rachunek należy wprowadzić idealne wielkości przekroju i momentu bezwładności.

III. Naprężenia pod wpływem działania sił zewnętrznych.

6. Obliczenie naprężeń w fazie I. przed powstaniem rys.

Naprężenie wywołane obciążeniem zewnętrznym, działającem w płaszczyźnie symetrii przekroju oblicza się w fazie I z równań:

$$\sigma_b = \frac{N}{F_{id}} + y\frac{M}{J_{id}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (11)$$

$$\sigma_s = \frac{n\,N}{F_{id}} + n \cdot y\,\frac{M}{J_{id}} \quad \ldots\ldots \quad (12)$$

$$\tau_b = \frac{Q \cdot s}{J_{id} \cdot b}$$

Całkowite naprężenie w betonie lub stali wyznacza się przez superpozycję równań (9) albo (9') i (11) dla betonu, względnie (10) lub (10') i (12) dla stali.

$$\sigma_b = -{}_b\varepsilon_{sk} \cdot E_b + \frac{\overbrace{N + \int E \cdot \varepsilon_{sk} \cdot df}^{Ni}}{F_{id}} + y\,\frac{\overbrace{M + \int E \cdot \varepsilon_{sk} \cdot y \cdot df}^{Mi}}{J_{id}}.$$

$$\sigma_s = -{}_b\varepsilon_{sp} \cdot E_s + n\,\frac{N + Ni}{F_{id}} + y \cdot n\,\frac{M + Mi}{J_{id}}.$$

Formuły te odpowiadają cytowanemu na wstępie rozwiązaniu Colonetti'ego.

7. Obliczenie naprężeń w fazie II. po powstaniu rys.

Równania (8) do (10') są tak długo ważne póki w betonie nie ukażą się rysy. Obciążenie zewnętrzne redukuje wpływ naprężenia wstępnego, co może doprowadzić w końcu do powstania w betonie ciągnienia i do utworzenia się rys.

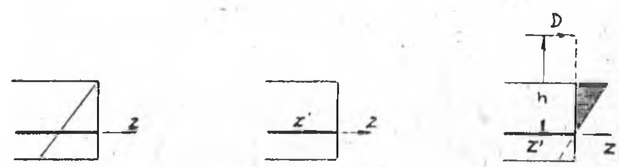


wyłącznie naprężenie wstępne — napr. wstępne + obciążenie użytkowe — powstanie rys, obciążenie rośnie, oś obojętna wznosi się — zerwanie

Rys. 6. Rozkład naprężeń dla różnych stadjów obciążenia.

Wartość momentu złamania można dla betonu strunowego wyznaczyć w przybliżeniu z formuły dla żelbetu. Przy obliczeniu rozkładu naprężeń należy jednak pójść inną drogą. *)

Każdy moment zginania M_{g+p}, występujący pod wpływem ciężaru własnego i użytkowego, można przedstawić przez iloczyn dowolnie dobranych wartości Z . h względnie D . h.



a) beton napr. wstępnie, b) beton uwolniony od naprężeń przez przyłożenie fikcyjnej siły zewnętrznej, c) beton ściskany mimośrodkowo.

Rys. 7.

Z = wypadkowa sił wywołanych naprężeniem wstępnem w stali.

Z = wypadkowa sił wywołanych naprężeniem wstępnem w betonie (fig. a).

Na fig. b przedstawiono beton uwolniony od naprężeń przez przyłożenie (pomyślanej) siły Z' > Z, zastępującej siłę zewnętrzną. Z' jest większe niż Z, ażeby wyrazić odzyskanie straty naprężenia wstępnego powstałej przez sprężysty skurcz betonu.

Na fig. c zastąpiono moment zginania M_{g+p} przez działanie mimośrodkowego ciśnienia, przyczem: $h = M\frac{g+h}{Z} = M\frac{g+p}{D}$.

Wpływ naprężenia wstępnego i momentu zginającego wyraża się:

dla stali: superpozycją wpływu Z' (fig. b) i D . h (fig. c).

dla betonu: wpływem D . h (fig. c).

Na tej zasadzie można wyznaczyć naprężenie w belce pod wpływem dowolnego momentu; wy-

*) Patrz G. Colonetti „Scienza delle construzioni" Einaudi 1941.

znaczenie naprężeń w mimośrodkowo ciśnionym betonie najlepiej przeprowadzić metodą graficzną Spangenberg'a lub Guidi (patrz rozdział 10).

Należy tu zwrócić uwagę na zasadniczą różnicę w zachowaniu się betonu strunowego i żelbetu. W belkach z betonu strunowego jest położenie osi obojętnej przed powstaniem rys niezależne od momentu M_{g+p}, natomiast po zarysowaniu — oś obojętna przesuwa się, przy wzrastającym momencie, w kierunku strefy ciśnionej.

IV. Zagadnienia praktyczne.

8. Wymiarowanie belek z betonu strunowego.

Przy wymiarowaniu należy stosować się do następujących reguł:

1. **Przekrój.** Kształt, szerokość i wysokość przekroju dobrać należy tak, by naprężenie w najniekorzystniejszej kombinacji naprężenia wstępnego, ciężaru własnego i użytkowego leżało w granicach dopuszczalnych:

   $0 \leq {}_b\sigma_r + \sigma_{g+p} \leq 200$ kg/cm²

   Przy obliczeniu powierzchni, momentu bezwładności i oporu uwzględnia się pełny przekrój betonu, bez stali. Przy stosowaniu bardziej złożonych przekrojów, jak teowy i t. p. należy kształt ustalić przez próby. Ważnym jest przytem pamiętać o walorach estetycznych i wykonawczych. Dla belek zginanych najekonomiczniejszym przekrojem jest I, ⊏, lub ew. T.

2. Po ustaleniu przekroju i rozkładu naprężenia wstępnego — określa się wielkość naprężenia rzeczywistego.

   $\int {}_b\sigma_r \cdot df = P_v = {}_b\sigma_{r,\,oś} \cdot F_b$.

   Wypadkowa P_v rozkłada się na siły $P_1, P_2 \ldots P_n$ odpowiednio do warstw zbrojenia.

3. **Drut.** Dopuszczalne naprężenie wstępne (wywołane mechanicznie) ${}_s\sigma_v = 0{,}7\ {}_s\beta_c$ jest określone zastosowanym rodzajem drutu. Następnie określa się straty wywołane: pełzaniem stali ${}_s\varepsilon_p$ (rys. 5) tudzież skurczem oraz sprężystem i plastycznym odkształceniem betonu.

$${}_s\sigma_r = {}_s\sigma_v - / {}_s\varepsilon_p + {}_b\varepsilon_{sk} + {}_s\varepsilon_{sp} + {}_b\varepsilon_p / \cdot E_s$$

Położenie warstw zbrojenia wkreśla się w diagram rozkładu naprężenia rzeczywistego i dla każdej warstwy otrzymuje się odpowiadające jej naprężenie wstępne w betonie. Na powyższej podstawie oblicza się:

$${}_b\varepsilon_{sp} = \frac{{}_b\sigma_r}{E_b} \quad \text{i} \quad {}_b\varepsilon_p = {}_b\varepsilon'_p \cdot {}_b\sigma_r$$

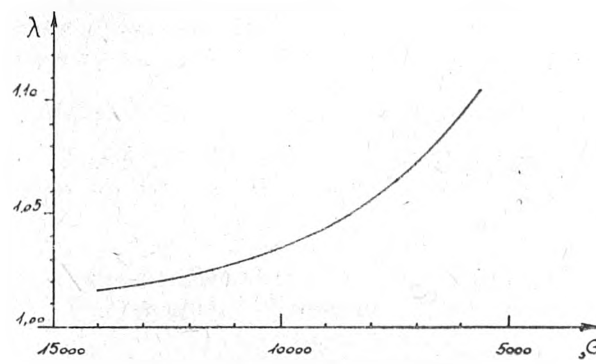
Przekrój stali wyznacza się dla każdej warstwy zbrojenia z równań:

$$F_{s1} = \frac{P_1}{{}_s\sigma_{r1}}\ ;\ F_{s2} = \frac{P_2}{{}_s\sigma_{r2}}\ ;\ F_{sn} = \frac{P_n}{{}_s\sigma_{rn}}$$

* * *

Ten sposób obliczenia odpowiada sposobowi przybliżonemu z Rozdz. II. 5, ponieważ odnosi się do końcowego stanu naprężenia podobnie jak się to ma przy obliczaniu modułu odkształcenia V_b.

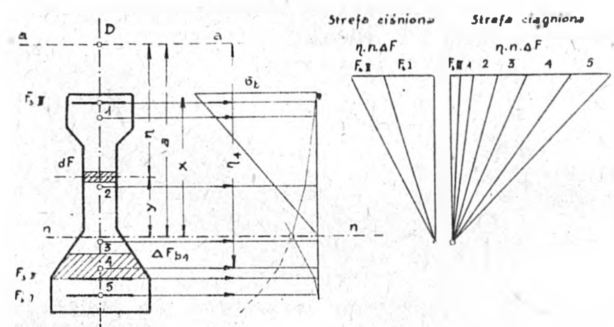
Obliczenie tym sposobem daje wyniki zbyt korzystne, jak to wykazano w rozdz. II. 5, a więc obliczony przekrój stali ma wartość za małą. Różnica jest jednak, przy zastosowaniu ${}_s\sigma_v > 10.000$ kg/cm² — minimalna. Chcąc uniknąć tego małego błędu można obliczone powyżej przekroje drutu, jakoteż wartości ${}_b\varepsilon_{sp}$ i ${}_b\varepsilon_p$ mnożyć przez współczynnik λ z rys. 8. Natomiast uzyskane rachunkiem wartości ${}_s\sigma_r$ i ${}_b\sigma_r$ należy — dla uzyskania wartości prawdziwych — dzielić tym współczynnikiem.



Rys. 8. Współczynnik λ.

9. Obliczenie naprężeń w pręcie betonowym, ciśnionym mimośrodkowo.

Metoda Spangenberg'a.



Rys. 9. Graficzne wyznaczenie osi obojętnej.

Warunkiem równowagi w odniesieniu do linii działania siły D jest:

$$\int \eta\, \sigma \cdot dF = 0$$

a po uwzględnieniu, że:

$$\frac{\sigma}{E} : \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{y}{x}$$

$$\sigma = n \cdot \sigma_b \cdot = \frac{y}{x}$$

równanie równowagi otrzymuje postać:

$$\int n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x}{y} \cdot \eta \cdot dF = 0.$$

To równanie jest spełnione dla:

$\int y \cdot \eta \, dF' = 0$ przyczem $n \cdot dF = dF'$

Rozwiązanie tego równania przeprowadzono powyżej graficznie, przyczem okazuje się, że położenie osi obojętnej jest zależne tylko od położenia, nie zaś wielkości siły D.

$$D = \int \sigma \, dF = \frac{\sigma_b}{x} \int n \cdot y \cdot dF$$

$$\sigma_b = \frac{D\,x}{\int n \cdot y \cdot dF} = \frac{D\,x}{\int (a - \eta) \cdot dF'}$$

$$\sigma_b = \frac{D\,x}{a \int dF' - \int \eta \cdot dF'}$$

BIBLIOGRAFIA:

1. Prof. A. Paris, Bulletin Technique de la Suisse romande Nr 1 1937.

2. Dipl. Ing. A. Senn Schweizer, Bauzeitung Febr. 1938.

3. E. Hoyer „Der Stahlsaitenbeton" (Otto Elsner 1938/39).

4. Prof. G. Colonetti „Scienza delle construzioni" (Einaudi 1941) Kapitel XXX Teoria della travi con armature preventivamente messe in tensione.

5. T. Gueritte „Recent developments of pre-strassed concrete, Journal Inst. C. E. July 1940".

„Further data concerning pre-stressed concrete" Journal Inst. C. E. April 1941".

6. Prof. E. Mörsch „Spannbetonträger" (Wittern 1941).

7. Dr A. Lardy, Schw. Bauzeitung 30 Jan. 1943, Mai 1943, April 1944.

8. Dipl. Ing. R. A. Weber. Hoch und Triefbau 1944 Jan./Febr.

Inż. WŁADYSŁAW MURZEWSKI

POMIARY KATASTRALNE.

Wielkie pomiary katastralne, które na początku ubiegłego stulecia większość państw europejskich u siebie przeprowadziła, jako też oszacowanie dochodowości gruntów, stworzyły podstawę dla sprawiedliwego i pewnego wymiaru podatku gruntowego. Metodą pomiaru, którą przy tym zastosowano, podyktowana została samym celem.

Plany, które na podstawie pomiarów otrzymano, dały możność obliczenia powierzchni poszczególnych działek (parcel) z dokładnością dla celów podatkowych zupełnie wystarczającą i utworzyły część techniczno-pomiarową operatu katastralnego.

Przy pomiarach tych zastosowano prawie wyłącznie metodę stolikową, jako taką, która szybko prowadzi do celu, a w skutek tego wymaga stosunkowo niewielkich kosztów, a nadto personel techniczny przy tej metodzie może obejść się bez większych studiów teoretycznych, które przy innych metodach bezwarunkowo są konieczne.

Szczególnie pouczające i zainteresowania godne są prace pomiarowe we Francji i Bawarii. Pierwsze z tego względu, iż bardzo dokładnie przedstawiają stopniowy rozwój katastru gruntowego, drugie zaś, od początku oparte na naukowej podstawie — uważane były swego czasu za najlepsze i służyły innym państwom za wzór.

We Francji minister skarbu króla Ludwika XVI. Turgot powziął zamiar wprowadzenia powszechnego, jednolitego opodatkowania gruntowego na podstawie katastru, który miał być sporządzony, jednak zamiar ten nie miał pozytywnego skutku z powodu sprzeciwu uprzywilejowanych stanów, które nie chciały zrzec się wolności podatkowej.

Także Necher i de Calonne, następcy Türgot' a, którzy dążyli do wprowadzenia powszechnego obowiązku płacenia podatku gruntowego, natrafili na opór notablów.

Stan finansowy Francji pogarszał się coraz bardziej i bankructwo państwa zdawało się być nieuniknione. Wtedy zwołał król, mimo sprzeciwu notablów i parlamentu, Powszechne Zgromadzenie stanów. Dnia 5 maja 1789 r. zgromadzili się przedstawiciele szlachty, duchowieństwa i mieszczaństwa w Wersalu, aby przeprowadzić potrzebne reformy.

W nocy 4 sierpnia 1789 r. uchwalono między innymi także powszechny obowiązek podatkowy. Niepewność stosunków zewnętrznych, chaos rewolucji, zawierucha wojenna sprawiły to, że wykonanie powziętej uchwały dotyczącej podatków doznało zwłoki.

W 1801 r. powzięto postanowienie dokonania ogólnej rewizji ksiąg podatkowych. Próba zaś sporządzenia katastru na podstawie zeznań posiadaczy nie udała się z powodu zupełnie zrozumiałych (zeznania nie odpowiadały istotnemu stanowi rzeczy). Dlatego Napoleon Bonaparte, który wtedy był pierwszym konsulem, ustanowił komisję, która miała rozwiązać problem sprawiedliwego rozkładu podatku. Komisja ta postanowiła, że należy w tym celu stworzyć kataster, oparty na podstawie technicznej. Jednak ze względu na wielkie koszty, związane z pomiarem całego kraju, ograniczono się tylko do pomiaru i oszacowania 1800 gmin, wyznaczonych drogą losowania. Zapomocą porównania dawnej i nowej sumy podatkowej tych pomierzonych gmin spodziewano się znaleźć klucz do odpowiedniego wymiaru podatku gruntowego.

Pomiaru dokonano metodą stolikową w skali 1: 5000. Pomiar ten objął zwarte powierzchnie o jednakowym użytku, bez uwzględniania granic

posiadania, co najlepiej świadczy o czysto podatkowym celu tego przedsiewzięcia.

Pomiar wylosowanych gmin nie był jeszcze ukończony, gdy rząd widząc niecelność powyższego przedsiewzięcia zarządził pomiar i oszacowanie wszystkich gmin. Zasada pomiaru kompleksami według użytków została zachowana. Dla wyznaczenia jednak przypadającej na każdego posiadacza kwoty podatkowej, winien tenże podać dane, dotyczące obszaru swego gruntu w obrębie pomierzonego i oszacowanego kompleksu.

Takie rozporządzenie ukazało się w roku 1805. Nie doprowadziło jednak do zadowalniającego wyniku, ponieważ dane, otrzymane od posiadaczy, nie zgadzały się z ogólną sumą powierzchni komplesu. Wobec tego przedsięwzięcie to nie udało się, chociaż już pomierzono 16000 gmin wedle granic użytków.

Przekonano się, iż dotychczasowa droga do celu nie doprowadzi i że trzeba będzie rozciągnąć pomiar na każdą parcelę. W 1808 r. wypracowany przez specjalną Komisję plan powszechnego pomiaru szczegółowego otrzymał sankcję przemożnego już wtedy Napoleona I.

Przepisy o wykonaniu pomiarów, o oszacowaniu i t. p. objęte zostały dziełem: Récueil méthodique des lois, déwiets, réglements, instructions et décisions sur le cadastre de la France.

Pomiar parcel uskuteczniony został gminami, każda gmina mianowicie tworzyła dla siebie odrębny obszar pomiaru z lokalną siecią trójkątów, opartą na podwójnie pomierzonej bazie. Przy tej czynności nie nawiązywano się do istniejącej sieci wojskowej.

Orientację zdjęcia uskuteczniono przy pomocy busoli. Przy pomiarze kątów trójkątów używano astrolabium, przy pomiarze zaś szczegółów posługiwano sie stolikiem, łańcuchem mierniczym, krzyżem kątowym i busolą.

Zebrane na gruncie miary oryginalne służyły tylko do kartowania i nie brano ich później w rachubę prócz tych, które mogły być pomocne przy obliczeniu powierzchni wąskich a długich parcel. Sporządzone na gruncie szkice polowe nie zostały jednak dołączone do operatu.

Zasadnicza skala była 1: 2500, jednak w osiedlach o małych parcelach stosowano skalę: 1: 1250. W miejscowościach o dużych parcelach pozostała skala 1: 5000. Obliczenie powierzchni uskuteczniono przy pomocy cyrkla i skali.

Użycie miar oryginalnych było nakazane tylko przy parcelach, których szerokość na mapach katastralnych wynosiła mniej niż 2·4 mm.

Od roku 1827 odbywał się pomiar parcel według Recueil méthodique, później do metody pomiaru wprowadzono ulepszenia. I tak triangulację oparto na wyższej podstawie naukowej, a jako skalę map ustalono 1:1250.

Jakkolwiek techniczne zasady, na których się ten kataster oparł, stały na takim poziomie, że czyniły zadość ówczesnym wymaganiom, to jednak zamierzonego celu stworzenia sprawiedliwego i zadowalniającego systemu podatkowego nie osiągnięto. — Przyczyna tego leżała w tym, iż ogólną sumę podatku nierównomiernie rozłożono na poszczególne departamenty, powiaty i gminy.

Nadto z czasem ujawnił się jeszcze jeden brak, który dotyczył samego wyniku pomiarów. Map nie utrzymano w aktualizacji pod względem zachodzących zmian, ponieważ przepisy nie zawierały żadnych wskazówek w tej sprawie.

Jakkolwiek niedoświadczenie Francji w urządzeniu katastru tłumaczy popełnione w tym kierunku błędy, to jednak sposób przeprowadzenia pomiaru kraju zdaje się być dziwnym wobec drugiego poważnego przedsięwzięcia Francji.

Mianowicie przy końcu XVIII stulecia, na wniosek Paryskiej Akademji Umiejętności, przeprowadzili astronomowie Mechain i Delambre, dla reformy systemu miar i wag, drugi francuski pomiar stopni. Podczas gdy ten pomiar został przeprowadzony najlepszymi istniejącymi wtedy środkami i z największą osiągalną wtedy dokładnością, na również ważny problem pomiaru Kraju zwracano uwagę daleko mniejszą.

Potrzebne zdjęcia geometryczne uważano za konieczne czynności przedwstępne dla unormowania podatku, a po załatwieniu tej sprawy uważano za zakończone.

Główny nacisk położono na oszacowanie użytków co ostatecznie z punktu widzenia kwestji podatkowej zdaje się być usprawiedliwione, ponieważ przy określeniu czystego dochodu, a co za tym idzie i podatku, błąd w oszacowaniu daje sie więcej odczuć, aniżeli niedokładność pomiaru lub obliczenia powierzchni.

Jakkolwiek Francji przypada zasługa otwarcia swym wielkim dziełem pomiarowym epoki pomiarów katastralnych w Europie, to jednak z drugiej strony wskutek zastosowania do tych pomiarów metody stolikowej, wpłynęła ona na inne państwa w ten sposób, że przy rozpoczętych u siebie pomiarach katastralnych również tę metodę zastosowały.

W wyniku tego były one zmuszone po całkowitym lub częściowym ukończeniu robót przeprowadzić nowy pomiar tych samych obszarów na podstawie dokładnej metody. Sama Francja przystąpiła przy końcu wieku XIX do ponownego pomiaru, ponieważ pierwszy, mimo znacznych kosztów, nie doprowadził do zadowalniających wyników.

Swego czasu w Bawarii jedynie inżynierowie — geografowie francuscy posiadali wiadomości, potrzebne do przeprowadzenia większych robót geodezyjnych. Tworzyli oni przy sztabach generalnych osobne oddziały, zajęte sporządzeniem kart topograficznych dla celów wojskowych.

Po zawarciu pokoju w Luneville w r. 1801 opuściła armia francuska Bawarię, a z nią odwołany został również inżynier geograf pułkownik Bonne, który planował triangulację Bawarii, jako podstawę pomiarów topograficznych.

Wskutek zabiegów kurfürsta Maksymiliana Józefa pozostał jednak pułkownik Bonne i dwóch nadto inżynierów-geografów w Bawarii do 1807 r.

Przeprowadzili oni pomiar bazy między Monachium a Aufkirchen, pomierzyli kąty w sieci trygonometrycznej pierwszorzędnej i uskutecznili kilka

pomiarów astronomicznych. Nadto leżało w ich obowiązku wyszkolenie odpowiedniego personelu.

Pomiary topograficzne straciły jednak swoją aktualność z powodu zaszłych zmian. W 1808 r. zarządził król Maksymilian Józef na wniosek męża stanu Józefa Utzschneidera przeprowadzenie pomiaru kraju dla uregulowania podatku gruntowego. Wobec tego można było wziąć szczegóły dla karty specjalnej wojskowej 1 : 50000 z dokładnych map katastralnych, tak że pomiary topograficzne ograniczyły się do zdjęć konfiguracji terenu.

Podstawę pomiaru tworzyła sieć trygonometryczna, rozciągająca się na cały kraj. Tym różni się bawarski pomiar katastralny zasadniczo od francuskiego. Na trygonometrycznie wyznaczonych punktach opierała się sieć graficzna jako sieć szczegółowa. Ostatnia sporządzona była według instrukcji bawarskiej w r. 1808 w skali 1 : 10000. Uzyskane współrzędne zostały następnie podwójnie powiększone i naniesione na sekcje szczegółowe, które to postępowanie było powodem wykrytych później błędów i niedokładności.

Pomiar szczegółów uskuteczniono sekcjami w skali 1 : 5000 przy zastosowaniu metody czysto graficznej, jednak w tych przypadkach, kiedy metoda stolikowa nie wystarczała, wskazane było zdjęcie przy pomocy odmierzeń. Instrukcja z 1808 r. wspomina o różnych metodach pomiaru przy pomocy łańcucha pomiarowego, miar krzyżowych, rzędnych prostokątnych, polarnych i pomiaru z obwodu.

Dalej polecony był pomiar granic kompleksów gruntów zapomocą stolika, pomiar zaś poszczególnych parcel przy pomocy łańcucha. Zaznaczyć należy. iż ostatni sposób nie znalazł szerokiego zastosowania i nie wyrobił się na specjalną metodę. Dla zabezpieczenia bowiem granic posiadania byłyby miary oryginalne, umieszczone w podręcznikach polowych, ważnym dokumentem.

Druga instrukcja wydana w 1830 r. pozostawiła wybór metody mierniczemu, a ponieważ tymczasem rozpowszechniał się coraz więcej odległościomierz Reichenbacha, przeto metoda stolikowa w połączeniu z optycznym pomiarem odległości, znalazła prawie powszechne zastosowanie.

Pomiary kontrolne, które pomocniczy personel pomiarowy przeprowadzał łatą, nie miały większego znaczenia. Instrukcja z 1830 r. wprowadziła nadto przepis, iż odtąd triangulacja graficzna powinna być przeprowadzona w skali zdjęcia, 1 : 5000 i że dla większych osiedli i dla obszarów o drobnych parcelach zdjęcia powinny być wykonane w skali dwa razy większej, t. j. 1 : 2500.

Przepisanymi przyrządami były: stolik mierniczy z kierownicą i odległościomierzem, łańcuch, 10 stopowa łata oraz węgielnica zwierciadlana.

Pomiar szczegółów odbywał się według zasady „od ogółu do szczegółu", a przedmiotem były granice własności, budynki z podwórzami, gościńce, drogi, wody.

Przy obliczaniu powierzchni posługiwano się skalą i cyrklem, przy czym dzielono parcele na trójkąty i trapezy.

Na podstawie otrzymanej z planów powierzchni i na podstawie określenia dochodowości — przy czym grunty wzorowe służyły jako podstawa przy zaliczeniu gruntów do poszczególnych klas bonitacyjnych — stworzono potrzebną podstawę do obliczenia podatku gruntowego. Budynki i podwórza zaliczone zostały do pierwszej klasy gruntów.

Pomiar kraju ukończono w 1853 r. tymczasem okazało się jednak, że pierwsze zdjęcia nie odpowiadały swemu celowi ze względu na to, że nie były utrzymywane w ewidencji. Musiano więc je uzupełnić, względnie sporządzić nowe zdjęcia. Prace te, zwane pomiarami renowacyjnymi, dokonane zostały w myśl instrukcji z 1830 r. bez względu na to, czy obejmowały korekturę starych map, czy sporządzanie nowych.

W pierwszym przypadku zostały późniejsze zmiany przedstawione na mapach oryginalnych, a pomiary dokonane metodą graficzną.

To postępowanie było nieodpowiednie dlatego, że przesunięcia punktów stałych, spowodowane skurczem papieru, czyniły należyte zorientowanie zdjęcia niemożliwem.

Techniczna wartość tych późniejszych uzupełnień odbiegała daleko od wartości zdjęcia oryginalnego. Natomiast nowe plany, które powstały na podstawie pomiarów renowacyjnych, odpowiadały wszelkim wymogom, jakie można było stawiać zdjęciom stolikowym w tej skali.

Uzupełnienie map katastralnych, z początku unormowane prowizorycznymi przepisami, zostało z 1834 r. definitywnie załatwione przez wydanie odpowiedniej instrukcji.

W 1872 r. Komisja dla uregulowania podatku gruntowego została rozwiązana, a na jej miejsce utworzono „Biuro Katastru" jako władzę naczelną dla pomiarów katastralnych.

Biuro to miało ukończyć zaczęte pomiary renowacyjne metodą stolikową, dla nowych zaś pomiarów, wprowadzić nową metodę poligonową, co w nowej instrukcji w 1875 r. znalazło swój wyraz.

Bawarskie pomiary katastralne zwróciły uwagę wielu państw i wywarły w pewnym stopniu wpływ na tego rodzaju pomiary, przez nie przeprowadzane. Nawet Francja, która z początku służyła pod tym względem na wzór dla Bawarii, zasięgnęła w 1816 r. od niej informacyj w sprawie pomiaru parcel, a także Austria żywo zainteresowała się pracami pomiarowymi w Bawarii. Pułkownik Fallon członek Komisji Dworskiej do uregulowania podatku gruntowego w Austrii, informował się bardzo szczegółowo o wszelkich przepisach i wzorach, jakie wydała Bawaria dla uregulowania podatku gruntowego.

Kataster bawarski wzbudził też w innych państwach, jak Anglia, Włochy, Hiszpania i Brazylia duże zainteresowanie i odpowiednio pochlebną ocenę.

W b. Monarchi austriackiej cesarz Józef II uznając, że dotychczasowy system podatku gruntowego był niesprawiedliwy, gdyż nierównomiernie obciążał tak poszczególne prowincje, jak i poszczególnych posiadaczy, wydał dnia 20 kwietnia 1785 r. patent, wprowadzający nową podstawę do wymiaru tego podatku. Według tego patentu pomierzono wszystkie grunty urodzajne i wprowadzono średnią

wydajność ich w plonach, przypadającą na jeden morg austriacki.

Cały pomiar wykonano w przeciągu 4 lat, przy czym pomiaru parcel mniejszych o regularnych kształtach dokonywała zwierzchność gminna przy współudziale posiadaczy, zdjęcia większych kompleksów gruntowych wykonywali zaprzysiężeni inżynierowie. Dla tych ostatnich zdjęć zostały sporządzone plany.

Kataster cesarza Józefa II nie dał zadawalniających wyników, co raczej przypisać należy nieodpowiedniemu oszacowaniu gruntów według dochodu brutto, niż wadliwemu obliczeniu powierzchni. To też po wprowadzeniu tego katastru w życie dały się słyszeć narzekania na nierównomierność w opodatkowaniu, tak że następca Józefa cesarz Leopold II uznał za stosowne wnet po wstąpieniu na tron znieść ten system i przywrócić w większości wypadków dawne systemy podatkowe.

Dopiero cesarz Franciszek I patentem z dnia 23 grudnia 1817 r. wprowadził stały kataster na podstawie powszechnego pomiaru kraju i oszacowanie czystego dochodu gruntów. Zdjęcie kraju dokonane zostało według specjalnie wydanej instrukcji pomiarowej z 1824 r. a ukończono je w 1861 r.

Kierownictwo całej akcii pomiarowej spoczywało z początku w rękach Komisji Dworskiej do uregulowania podatku gruntowego, później t. j. w 1827 r. przeszło do Połączonej Kancelarii Dworskiej. W 1848 r. agendy katastru zostały przekazane Ministerstwu Skarbu, gdzie w 1850 r. utworzono dla tego celu specjalną sekcję pod nazwą „Generalna Dyrekcja Katastru podatku gruntowego", która ulegając w skutek reorganizacji Ministerstwa Skarbu różnym zmianom, przetrwała aż do rozpadnięcia się monarchi austriackiej. Wynik tego wielkiego pomiaru katastralnego — mapy tworzą do dziś dnia podstawę techniczną katastru dla podatku gruntowego.

Zdjęcie uskutecznione zostało w skali zasadniczej 1 : 2880 po porozumieniu się z Wojenną Radą Dworską, a to z tego względu, że skala 1 : 28800 planowana była dla zdjęć wojskowych (1 cal = 400 sążniom wied.).

Gminy posiadające parcele o lichych użytkach rolnych, położone zwykle w górach, zdjęte zostały w skali dwa razy mniejszej, t. j. 5760. Osiedla a przy małych parcelach i całe gminy można było zdjąć w skali 1 : 1440 lub 1 : 720. Jednak zdjęcie całych osiedli lub całych gmin mogło się odbyć tylko w tym przypadku, o ile gmina zobowiązała się przyczynić do zdjęcia odpowiednim datkiem pieniężnym.

Podstawę dla pomiaru katastralnego tworzy wojskowa sieć trygonometryczna I i II rzędu. Właściwa triangulacja katastralna III rzędu miała na celu w każdej mili kwadratowej wyznaczyć trzy punkty, które służyły jako podstawa do triangulacji graficznej IV rzędu, mającej znów za zadanie wyznaczenie dla każdej mili kwadratowej z reguły 57 punktów.

Ta ostatnia wykonana została przy pomocy stolika mierniczego na arkuszach kwadratowych o boku 20 cali w skali 1 : 14400. Każda mila kwadratowa, czyli sekcja triangulacyjna podzielona została na 20 sekcji szczegółowych o 1000 sążni długości, a 800 sążni szerokości. Współrzędne tych punktów, wzięte graficznie z oryginalnych sekcji triangulacyjnych przy pomocy cyrkla drążkowego, powiększono pięciokrotnie i nanoszono na sekcje szczegółowe.

Jako przyrządy przy zdjęciu szczegółowym służyły: stolik mierniczy z kierownicą przeziernikową, później z kierownicą lunetową, łańcuch mierniczy, sążeń, a w okolicach o ograniczonym widoku także busola.

Dla zdjęcia parcel gruntowych została sekcja szczegółowa pokryta szczegółową siecią trójkątową o bokach trójkątów około 200 sążni i podzielona na partie według naturalnych granic (niw.) Przeznaczona dla zdjęcia partia została opalikowana i naszkicowana na oko w brulionie polowym. Na szkicach tych były przedstawione kształty parcel i opalikowane punkty wraz ze swymi numerami. Opalikowanie gruntów o drogocennych użytkach było dokładniejsze, aniżeli lichych. Przy tych ostatnich wystarczało uwzględnienie głównych krzywizn.

Poszczególne punkty wyznaczono graficznie przeważnie metodą wcinania przy czym kierunki cięcia powinny wyznaczać punkty możliwie pod kątem prostym. Łańcuch lub sążeń odgrywał w otwartym terenie tylko rolę pomocniczą, np. przy pomiarze czół parcel lub przy wyznaczaniu przecięć parcel wstęgowych.

Przy zdjęciu osiedli używano stolika tylko do wyznaczenia sieci linij pomiarowych, samo zaś zdjęcie szczegółów przeprowadzano przy pomocy łańcucha lub sążnia. Na idące wzdłuż ulic linie pomiarowe zdejmowano szczegóły metodą rzędnych prostokątnych. Przy mniejszych parcelach gruntowych należało prócz miar konstrukcyjnych zebrać również miary, służące do obliczenia powierzchni. Wszystkie miary oryginalne powinny być uwidocznione w podręcznikach polowych.

Istniejące plany dla większych miast, o ile były dobre, względnie nie wymagały większych poprawek zostały przy zdjęciach zużytkowane. W tym celu miało miejsce zdjęcie granic zabudowanego obszaru i kilka wybitnych punktów lub budynków wewnątrz.

Obliczenie powierzchni uskuteczniono według zasady „od ogółu do szczegółu". Każdą sekcję szczegółową podzielono na 3 do 5 partyj według naturalnych granic (niwy), oznaczonych łacińskimi literami. Powierzchnie obliczonych partyj razem wzięte musiały się zgadzać z powierzchnią całej sekcji z dokładnością 1 : 200. Dozwoloną odchyłkę rozdzielono proporcjonalnie do wielkości partii. Obliczenie powierzchni poszczególnych parcel odbyło się w ten sposób, iż każdą z nich rozłożono przy pomocy cienkich linij ołówkowych na trójkąty i trapezy, a potrzebne wielkości do obliczenia powierzchni tychże odmierzano graficznie przy pomocy cyrkla i skali. O ile miary oryginalne istniały, zużytkowano je przy tym obliczeniu. Różnica sumy powierzchni pojedyńczych parcel nie powinna się różnić od powierzchni całej partii więcej niż w stosunku 1 : 200. Dozwoloną odchyłkę rozkładano tak, jak przy obliczeniu partii.

Obliczone powierzchnie poszczególnych parcel w połączeniu z oszacowaniem czystego dochodu stworzyły podstawę do wymiaru podatku.

Tak sporządzone mapy, względnie operat katastralny, o ile miał nadal odpowiadać faktycznemu stanowi rzeczy, winien być utrzymany w ewidencji pod względem zachodzących zmian.

Utrzymywanie map w ewidencji nakazane zostało patentem w 1817 r. jednak do tego celu ustanowiono bardzo małą ilość urzędników. Nadto nie było specjalnych przepisów i wskazówek służących do tego celu, istniejąca zaś instrukcja pomiarowa traktowała o większych zdjęciach przy pomocy stolika, podczas gdy dla celów ewidencyjnych przeważnie konieczne były pomiary o wynikach cyfrowo określonych.

Szczupła ilość urzędników ewidencyjnych z jednej, a coraz bardziej wzrastająca ilość zmian z drugiej strony, spowodowały to, że zgodność map ze stanem faktycznym nie dała się utrzymać. Dlatego ustawą z 24 maja 1869 r. zarządzono uzupełnienie operatu katastralnego zmianami, które później zaszły czyli tak zwane reambulację. Dla wykonania koniecznych robót technicznych miarodajna była przy tym instrukcja pomiarowa z 1869 r. miała ona jednak zastosowanie do nowych zdjęć całych gmin lub większych obszarów, dla wykonania zaś drobnych pomiarów, które stanowiły przeważną część zmian, wydano w 1870 r. specjalne wzkazówki.

Obejmowały one przepisy, które mając na celu większą oszczędność czasu, przyczyniły się w wysokim stopniu do zepsucia, ogólnie mówiąc, bardzo dokładnego i dobrego, jak na owe czasy, operatu.

Zauważyć należy, iż według tych „wskazówek" różnica między długością pomierzoną a wziętą z mapy nie powinna przekraczać granicy 1 : 80, a więc dopuszcza błąd większy, aniżeli instrukcja pomiarowa z 1824 i 1869 r.

Mieszanie się w spory graniczne, wyznaczanie lub wznawianie granic własności na podstawie stanu mapy katastralnej było mierniczemu wzbronione. Zmierzano ku temu, by całą czynność reambulacyjną wykonać możliwie rychło nawet kosztem dokładności.

Definitywnie rozstrzygniętą została sprawa stworzenia i utrzymania Ewidencji Katastru Podatku Gruntowego, dopiero ustawą z 23 maja 1883 r. przy czym wydane zostały zarządzenia, które zapewniły tej instytucji stały byt. Czynności techniczne, wykonane dla uzupełnienia map z powodu, czy to zachodzących zmian, czy to z powodu niedokładności, powstałych w zdjęciach pierwotnych, unormowały specjalnie wydane instrukcje pomiarowe i rozporządzenia, dotyczące służby ewidencyjnej.

Jak wynika z historycznego rozwoju katastru austriackiego, przyświecał temu wielkiemu przedsiewzięciu nie tylko cel podatkowy, lecz dzieło to, oparte od samego początku na naukowej podstawie, miało służyć do użytku wielu gałęzi administracji publicznej. Okoliczność tę należy tym więcej podkreślić, iż większość państw, które wówczas zaprowadziły u siebie kataster, miała na względzie tylko cel podatkowy.

W zakresie kartograficznym mapy katastralne mogą tworzyć podłoże do sporządzenia map dla różnych celów, jak wojskowych, administracyjnych i tp. Dość wspomnieć, iż szkielet kart specjalnych wojskowych w b. monarchii austriackiej wzięty został z map katastralnych. Nadto kataster udzielił wojskowości dat wysokościowych, zebranych z okazji triangulacji.

Nie da się zaprzeczyć, iż przy wykonaniu tak wielkich pomiarów wkradły się pewne braki i niedokładności. Ujemne strony można wytłumaczyć tą okolicznością, że wówczas wojskowa sieć trygonometryczna, na której oparła się triangulacja katastralna, nie tworzyła jednolitej całości, nadto użyte wówczas przyrządy nie były jeszcze udoskonalone w tym stopniu, jak to ma obecnie miejsce, również personel techniczny nie był z początku należycie wyszkolony. Należy także uwzględnić i tę okoliczność, że cały pomiar został wykonany w stosunkowo bardzo krótkim czasie i że ten pośpiech dyktowany był fatalnym stanem, w jakim znajdował się wówczas system podatku gruntowego. Braki te nikną wobec wielkiego dzieła, jakiego wówczas dokonano.

ZBIGNIEW TOKARSKI

Z ZAGADNIEŃ PLANOWANIA REGIONALNEGO W Z.S.S.R.

Artykuł niniejszy oparty jest na danych z przed ostatniej wojny światowej, wskutek czego aktualne pozostały jedynie pewne założenia ogólne planowania w Z. S. S. R., natomiast szereg zagadnień musiało ulec zmianie wskutek wojny i skutków z nią związanych np. konieczność przyśpieszenia trybu postępowania przy opracowaniu planów regionalnych.

Planowanie regionalne w Z. S. S. R., w kraju, gdzie panuje gospodarka socjalistyczna, postawiło sobie za zasadę wytyczną uniknięcie względnie naprawę tych błędów, które cechowały ustrój kapitalistyczny. Gospodarkę kapitalistyczną cechowały: 1) duże różnice ostro zarysowane między miastem a wsią, 2) wielka koncentracja niejednokrotnie nienaturalna ludności w miastach, 3) różnice między poszczególnymi dzielnicami mieszkaniowymi w miastach tak zw. dzielnice klasowe. Planowanie regionalne w Z. S. S. R. miało zatem na celu: 1) usunięcie dotychczasowych silnych kontrastów między wsią a miastem 2) równomierne rozsiedlenie ludności, 3) zniesienie klasowego charakteru dzielnic miejskich.

Nie skorzystano zatem w Z. S. S. R. ani z programu urbanizacji lub dezurbanizacji w ścisłym tego słowa znaczeniu, ani z systemu miast wstęgowych czy też grupowych. Natomiast starano się doprowadzić do nowego rozsiedlenia ludności wykorzystując wszelkie zdobycze wiedzy i techniki. Jednym z celów było usunięcie „zapadłych" wsi oderwanych od świata, jak również miast o nienaturalnym nagromadzeniu mas ludzkich. W warunkach sowieckich głównym czynnikiem, który ma na celu ograniczenie nienaturalnego rozwoju miast jest planowe rozmieszczenie ośrodków produkcyjnych na terenie kraju (równomierna industrializacja).

Jak wielką wagę przywiązywano w Z. S. S. R. do sprawy ukształtowania ośrodków mieszkalnych a zwłaszcza miast, niech świadczy fakt, iż w pierwszym planie pięcioletnim (1928 — 1932) rozpoczęto budowę 60 nowych miast, dzielnic robotniczych i innych ośrodków mieszkalnych oraz rekonstrukcję 30 wielkich miast, a w drugiej piatiletce (1932 — 1937) rekonstrukcja miała objąć ponad 400 miast. Wkłady w budownictwo komunalne, kulturalne i mieszkaniowe miały w okrasie 2-go planu pięcioletniego wynieść $^{1}/_{4}$ całego kapitału włożonego w gospodarstwo narodowe. Drugi bowiem plan pięcioletni miał za jedno z zadań materialne podniesienie poziomu warstwy pracującej.

Problem planowania przebudowy i rozbudowy wystąpił (w związku zresztą z przebudową całego systemu społeczno-gospodarczego) głównie wskutek zamiaru uprzemysłowienia całego państwa. Rozbudowa takich regionów jak np. basenu Donieckiego — Donbas) lub okręgu Uralskiego, nie mówiąc już o powstaniu takich nowych centrów jak np. okręg Kuźniecki czy też Magnitogorski, doprowadziła do konieczności rozwiązania zagadnienia przeróbki dzielnic półmiejskich i półwiejskich w miasta. Równocześnie zaś organizacja stacji traktorowo-maszynowych (M. T. S.) dla rolnictwa, organizacja kołchozów i sowchozów, likwidacja powiatów i włączenie wielu wsi do ośrodków regionalnych — doprowadziły do powstania nowych miast na miejscu dawnych wiosek. Bezplanowe powstawanie nowych miast czy też tylko rozbudowa starych doprowadza często do poważnych strat gospodarczych. Tak np. w Gorłowku rozwój przemysłu chemicznego sprowadził nieregularny rozwój miasta oraz stworzył ujemne warunki sanitarne dla okolicznej ludności. W mieście Niżni Tagilsk nie było planu zabudowy, wskutek czego pod przemysł metalurgiczny wybrano miejsce stwarzające niedogodne połączenie ze stacją kolejową, u rudniając tym samym transport lanego żelaza do innego przedsiębiorstwa.

Związku z tym przystąpiono w wielu regionach do sporządzania projektów, przy czym w charakterze organizacji projektodawczych wystąpiły organy gospodarki komunalnej oraz organy „Narkomtiazproma".

Prace te objęły regiony: Donbasu, Baku, południowe wybrzeże Krymu, region Leningradu, region Kuźniecki i inne.

Z biegiem czasu zagadnienie planowania regionalnego musiało znaleść odbicie w ustawodastwie sowieckiem. W rozporządzeniu W. C. I. K. oraz S. N. K. Rada Komisarzy Ludowych (R. S. T. S. R.) Rosyjskiej Republiki Związkowej z dn. 1. VIII. 1932. „O rozbudowie osiedli mieszkalnych (miejscowości zaludnionych) R. S. T. S. R." rozdz. 12 i 13 opracowano normy ustawodawcze dla planowania regionalnego. W ogólnozwiązkowej ustawie. „O powstaniu i zatwierdzaniu projektów planów (planowania) osiedla mieszkalnego (miejscowości zaludnionej)" z dnia 26. VI. 1933 istnieje następujący ustęp: „Budownictwo we wszystkich regionach, gdzie są położone, albo gdzie powstają grupy samodzielnych lub połączonych (kombinaty) przedsiębiorstw obsługujących oddzielne zamieszkałe miejscowości, związane między sobą jednym systemu transportu, wspólną bazą energetyczno-surowcową oraz o wspólnych urządzeniach społeczno-kulturalnych, odbywa się na podstawie zatwierdzonych schematów planów regionalnych". Wreszcie istnieje instrukcja W. S. K. Ch. dosyć szczegółowo, normująca procedurę powstawania i zatwierdzania planów regionalnych.

Według tych rozporządzeń, planowanie regionalne nie jest tworzeniem planów na wieczne czasy, które mogłyby stać się nietylko bezwartościową ale i szkodliwą fantazją i abstrakcją autorów, ale ma się odbywać w zależności od konkretnych warunków, mając za zadanie rozmieszczenie przestrzenne elementów produkcji, mieszkania i obsługi społeczno-kulturalnej w takich okresach czasu, na jakie opracowuje się plany gospodarki narodowej (Gosplan) t. j. 5,10 i 15 lat.

Wszystkie projekty planowania podzielił Rząd Związkowy w zależności od stanu uprzemysłowienia miast oraz od zaludnienia okolic, dla których te projekty sporządza się. 1. Do 1-ej grupy projektów, których wykonanie nałożono na krajowe i okręgowe „ispołkomy" oraz S. N. K. republik autonomicznych należą regiony o zaludnieniu do 50 tyś. 2. Druga grupa obejmuje projekty dla regionów o zaludnieniu 50—100 tyś. osób Te projekty są również zatwierdzane przez wyżej wymienione władze. 3. Trzecia grupa obejmuje projekty dla nowopowstających miast o ludności 50—100 tyś. osób oraz plany rekonstrukcji starych miast o ludności od 100—300 tyś. osób. Zatwierdzają te projekty S. N. K. republik związkowych. 4. Ostatnia grupa obejmuje projekty dla miast nowych o 100—300 tyś. mieszkańców oraz starych o ponad 300 tyś. mieszkańców, które to projekty zatwierdza S. N. K. Związku S. S. R.

Wskutek tego, iż przy opracowywaniu planów z okresu przed ukazaniem się rozporządzeń regulujących opracowywanie planów regionalnych wyczuwano niedostateczność materiałów i ich opracowania, zaprojektowano rozbudowę i ulepszenie planowania regionalnego, które podają rozporządzenia i instrukcje.

Planowanie regionalne może ale nie musi odbywać się w obszarach administracyjnych, podstawą bowiem jest, aby region objęty planowaniem obejmował te obszary, które zabezpieczają najbardziej normalne rozmieszczenie i obsłużenie przedsiębiorstw przemysłowych oraz ośrodków mieszkalnych. Granice te wytwarzają się zwykle same w czasie opra-

cowywania planu. Do wykonania projektów powoływano często specjalne organizacje planowania.

Pod względem wykonania technicznego projekty winny się składać z części opisowej i graficznej, przy czym w obu częściach winny być uwzględnione następujące problemy:

1) Organizacja przemysłu danego regionu oraz rozmieszczenie istniejących i projektowanych przedsiębiorstw przemysłowych.

2) Organizacja zaopatrzania regionu w energię, wraz z rozmieszczeniem zakładów energetycznych.

3) Organizacja gospodarki rolnej.

4) Rozmieszczenie istniejącej i projektowanej sieci komunikacyjnej.

5) System dostarczania wody oraz sieć kanalizacyjna wraz z rozmieszczeniem tych urządzeń.

6) Rozmieszczenie i urządzenie linii telef., telegraf. i stacji radiowych.

7) Rozmieszczenie baz przeciw-pożarnych.

8) Rozmieszczenie innych przedsiębiorstw poza wyżej wymienionemi.

9) Rozmieszczenie i urządzenie ośrodków społeczno-kulturalnych.

Pozatym winien plan obejmować: 1) projekty zabezpieczające możliwość dalszego rozwoju obszaru i dalszego przyrostu ludności, 2) projekty zabezpieczające jaknajkorzystniejsze warunki pracy oraz rozwój przedsiębiorstw przemysłowych i transportowych, 3) projekty zabezpieczające miejsca dla dalszej rozbudowy domów mieszkalnyah oraz gmachów społeczno-kulturalnych, 4) projekty ujmujące zarówno cały obszar planowy jak i jego część pod kątem widzenia architektoniczno-artystycznym., 5) projekty zaznaczające obszary obronne oraz obszary zielone zarówno w mieście jak i na peryferiach, 6) projekty przewidujące utworzenie bezpośredniej strefy łączącej miasta ze wsiami dla zaopatrzenia ludności miejskiej w produkty rolnicze, 7) projekty przewidujące plan jaknajszybszych połączeń komunikacyjnych zwłaszcza na wypadek pożaru.

Przy sporządzaniu planów zwłaszcza w obszarach, które ze względu na nowo odkryte bogactwa mineralne, mogą zostać uprzemysłowione, należy brać pod uwagę rozwój techniki, a zwłaszcza możność transportowania energii elektrycznej na duże odległości. W związku ze strefowaniem miast należy niedopuszczać do nadmiernej koncentracji ludności na niewielkim terytorium lecz dążyć do równomiernego socjalistycznego zasiedlenia. Instrukcja w planach regionalnych kładzie specjalny nacisk na rozmieszczenie zakładów użyteczności publicznej jak wodociąg, kanalizacja, elektrownia, gazownia, zakłady kąpielowe i t. d. Podkreśla się, że służące do odpoczynku parki oraz inne obszary zielone jak również baseny wodne winny stanowić jedną całość zarówno wewnątrz dzielnic mieszkalnych jak i w połączeniu z zielonemi pasami obronnymi, parkami podmiejskimi oraz strefą rolniczą. Należy przewidzieć w projektach kolejność zabudowy. W myśl instrukcji należy pamiętać o rozmieszczeniu sanatoriów oraz innych budynków, których zadaniem jest dostarczenie zdrowego i kulturalnego budynku masom pracującym. Zwraca się uwagę na prace związane z technicznym przygotowaniem terenów jak np. prace melioracyjne lub regulacja rzek i potoków. Architektoniczna część planu winna zawierać: 1) schemat ogólnego projektu wraz z rozmieszczeniem jego zasadniczych elementów, 2) schemat komunikacji kolejowej, wodnej i drogowej, 3) schemat komunikacji wewnętrznej (specjalnie dotyczy to miasta), 4) schemat sieci i urządzeń wodociągowych i kanalizacyjnych, 5) schemat rozmieszczenia gmachów państwowych i komunalnych, 6) schemat rozmieszczenia instytucji społeczno-kulturalnych, 7) schemat rozmieszczenia zakładów przemysłowych, 8) schemat rozmieszczenia terenów bezwarunkowo nienadających się pod zabudowę, 9) schemat zadrzewienia, 10) schemat kolejności zabudowy, 11) schemat rozmieszczenia gospodarki rolniczo-ogrodniczo-hodowlanej, 12) schemat planów otoczenia osiedli z punktu widzenia architektoniczno-artystycznego wykonany w perspektywie i aksonometrii.

Poza projektem ogólnym, który winien być wykonany na planie geodezyjnym w skali 1:5.000, inne plany winny być wykonane w możliwie jednakowej skali. Zmiana podziałki dla projektu ogólnego mogła być dokonana jedynie za zgodą „n a r k o m c h o z ó w" republik związkowych. W skład projektu ogólnego wchodzą obliczenia, opisy i schematy planów niektórych typowych dzielnic. Opracowanie tego rodzaju planów wymagało długich terminów. W zasadzie podzielono je na 3 grupy: 1) dla projektów zatwierdzanych przez okręgowe i krajowe „ispołkomy" oraz S. N. K. republik autonomicznych — jeden rok, 2) dla projektów zatwierdzanych przez S. N. K. republik związkowych — 1,1/2 roku, 3) dla projektów zatwierdzanych przez S. N. K. Związku S. S. R. — 2 lata.

Ogólny projekt winien być poddany ekspertyzie zorganizowanej przez „narkomchoz" oddnośnej republiki. Dla miast których projekty zabudowy zatwierdza S. N. K. Związku S. S. R. — przewidywano dodatkową ekspertyzę zorganizowaną przez Radę Gospodarki Komunalnej przy C. I. K. Z. S. S. R.

Szczegółowe plany zabudowy opracowuje się zgodnie z zatwierdzonymi projektami ogólnymi z inicjatywy „g o r s o w i e t ó w", przyczym omawia się je wspólnie z organizacjami planującymi. Zatwierdzenie ich odbywa się przez „gorsowiety".

Projekt ogólny winien być przed zatwierdzeniem przeglądnięty przez pracujących w ciężkim przemyśle danego miasta, przez związki zawodowe, inne organizacje i sekcje „gorsowietu". Pozatym winien być wystawiony do publicznego przeglądnięcia. Dla przeglądnięcia i zatwierdzenia ustanowiono następujące terminy: a) dla „gorsowietów" — 2 dekady, b) dla okręgowych i krajowych „ispołkomów" — 1 dekadę, c) dla S. N. K, republik związkowych — 1 dekadę, d) dla „narkomchozów" republik związkowych — 2 dekady, e) dla W. S. K. Ch. — 2 dekady.

Jak wynika z powyższych uwag instrukcje wydane zostały zarówno dla opracowania planów regionów jak i miast czy też innych ośrodków mieszkalnych, tworząc w ten sposób zagadnienie planowania przestrzennego.

W myśl planów 2-giej piatiletki powstać miały nowe duże centra przemysłowe we wschodnich obszarach Z. S. S. R. Do liczby tych regionów zaliczyć należy: Ural, Sybir-Zachodni i Wschodni, Baszkiria, Daleki Wschód, Kazakstan i Srodkowa Azja. Bardzo dużo zrobiono w dziedzinie rekonstrukcji rolnictwa i transportu oraz rozbudowy urządzeń zdrowotnych i oświatowych w regionach Średniej Wołgi, Północnego Kaukazu, Zakaukazji, Karelii, Kraju Murmańskiego i t. d.

Inż. WOJCIECH POGANY

UPROSZCZONA METODA MIERZENIA POWIERZCHNI W OBRAZACH MIKROSKOPOWYCH

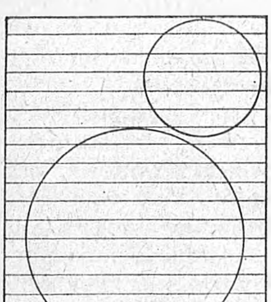
Przy mikroskopowych badaniach w metalografii, petrografii i nowszych metodycznych badaniach betonu (stwierdzenie porowatości i rys spowodowanych maxymalnym naprężeniem, naprężeniem przy skurczu względnie naprężeniem spowodowanym zmianą temperatury) mierzymy powierzchnię ograniczonych płaszczyzn.

Z badanego materiału sporządzamy szlify, a następnie mikrofotografje różnych wycinków szlifu, przy czym mierzymy powierzchnię pewnych pól, zależnie od tego w jakim celu przeprowadzamy badanie.

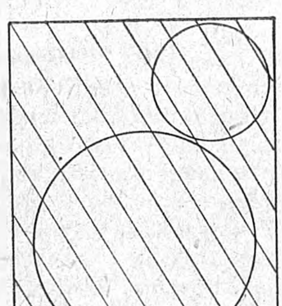
Mierzenie powierzchni wykonujemy różnymi sposobami:

1. Planimetrem (metoda mechaniczna).
2. Przy pomocy papieru milimetrowego (pola przenosimy na papier milimetrowy, i liczymy ilość kwadracików milimetrowych).
3. Wycinamy odpowiednie figury z fotokopii i ważymy najpierw prostokątny wycinek fotografii o znanej obliczonej powierzchni, następnie zaś ważymy wycięte i szukane przez nas figury. Przyjmując, że papier fotograficzny posiada wszędzie tę samą grubość, możemy na podstawie ciężarów wycinków, obliczyć ich poszczególne powierzchnie. Aby w tym wypadku otrzymać jak najbardziej zgodne wyniki należy posługiwać się bardzo czułą wagą (najlepiej analityczną).

$P_1 = 84\ cm^2$
$P = 42{\cdot}89\ cm^2$



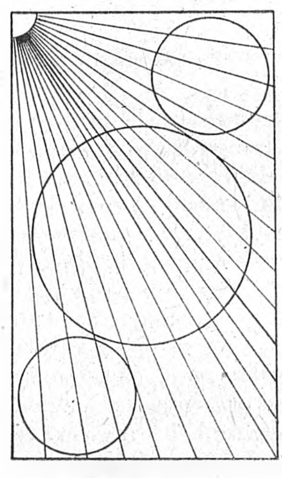
1. $L = 161$ cm
$l = 84$ cm
$\eta = 0{\cdot}52$



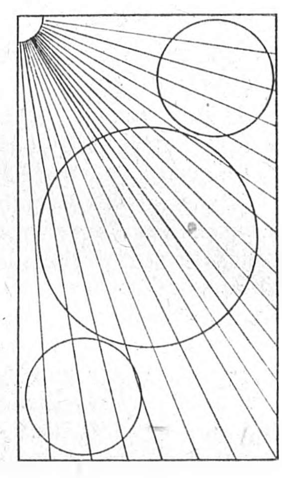
2. $L = 98$ cm
$l = 49$ cm
$\eta = 0{\cdot}50$

Posługując się metodą 1 lub 3 potrzebujemy urządzeń, które często są nam niedostępne. Metoda 2 zaś jest bardzo mozolna i często niedokładna.

$$\eta = \frac{42{\cdot}39}{84} = 0{\cdot}50$$



3. $L = 236$ cm
$l = 94$ cm
$\eta = 0{\cdot}40$



3a. $L = 198$ cm
$l = 81$ cm
$\eta = 0{\cdot}41$

Od dawna więc starano się stworzyć metodę, w której obliczanie powierzchni możnaby sprowadzić do mierzenia linii, nie będąc przytym zmuszonym do obliczania powierzc!ni poszczególnych pól przez wrysowanie lub obrysowanie figur prostokątami.

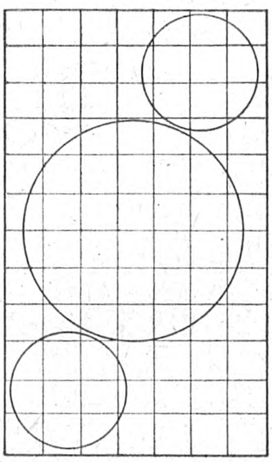
Pod nazwą „metody Rossivala" znaną jest już od dłuższego czasu w petrografii taka metoda, polegająca na sprowadzeniu mierzenia powierzchni do mierzenia boków.

Chcę tutaj na bardzo prostym przykładzie pól (3 koła w prostokącie) zbadać słuszność metody, posługując się 9 zbiorami linii, (które wszystkie podlegają metodzie Rossivala).

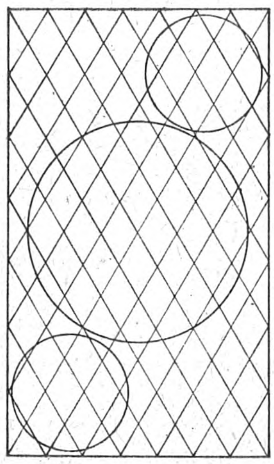
Po przeprowadzeniu poszczególnych obliczeń stwierdziłem, że wyniki jednak nie pokrywają się całkowicie, chcę więc tu udowodnić, że nie wszystkie z zastosowanych linii nadają się do praktycz-

nych celów, i przeprowadzając kontrolę przy pomocy zasad matematyki wykazać, które z nich dają najbardziej zgodny z prawdą wynik.

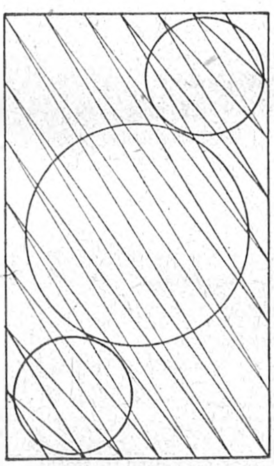
Nr. 1, 2, 4, 5, 6, 7 i 8 posługują się równoległemi linjami w równych odstępach, w nr. 3 i 3a



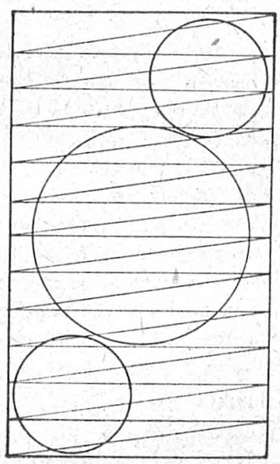
4. L = 149 cm
l = 90·3 cm
η = 0·61



5. L = 196 cm
l = 100 cm
η = 0·51



7. L = 188·6 cm
l = 99·3 cm
η = 0·50

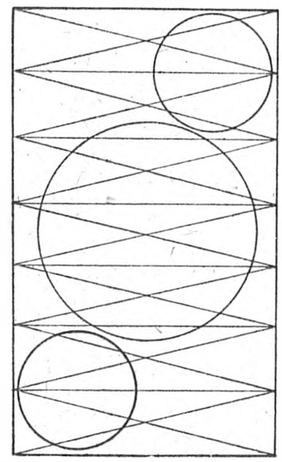


6. L = 165·4 cm
l = 83·3 cm
η = 0·53

kreślimy linje promienisto się rozchodzące (w nr. 3 rysujemy równe odcinki, w nr. 3a równe kąty).

W nr. 1 i 2 mamy do czynienia z prostymi równoległymi, w nr. 4 i 5 linje symetrycznie się krzyżujące, w nr. zaś 6 i 7 dwa systemy prostych równoległych, które tworzą jednostajny system, przenikając się nawzajem. Nr. 8 tworzą 3 systemy prostych równoległych, nie tworzących jednolitej linji.

Porównajmy teraz obliczone powierzchnie kół z rzeczywistą ich powierzchnią (obliczone geometrycznie, gdyż chodzi tu przecież o koła), widzimy więc, że wyniki ze sposobu 3 i 3a wykazują znaczne odchylenie od prawdziwej wartości. Nieco niżej wykażę powód tej niezgodności. Nr. 1 i 2 mają tę wadę, że przy figurach biegnących równolegle, otrzymamy tylko niewielką ilość punktów przecięcia, przy zastosowaniu natomiast



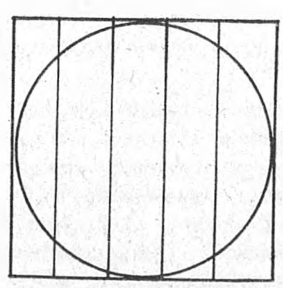
8. L = 148·2 cm
l = 74 cm
η = 0·50

dwóch systemów linii błąd ten zostaje skompensowany.

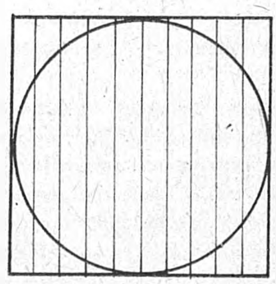
Aby ła'wiej zrozumieć ten sposób obliczenia powierzchni, chciałbym wyjaśnić co następuje:

Używając system linii równoległych rozkładamy badane pole na prostokąty, których wysokości są stałe, zaś szerokości są wyznaczone przez odcinki powstające przez przecięcie się równoległych z krzywym konturem figury.

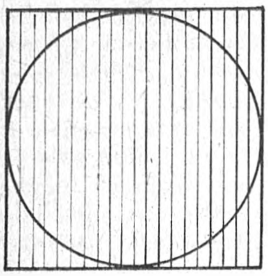
$F_1 = 25\ cm^2$
$F_2 = 19{\cdot}8\ cm^2$ $\eta = 0{\cdot}78$



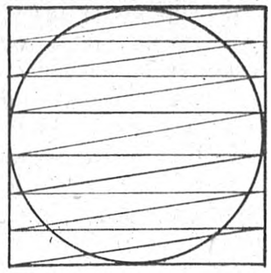
9. L = 20 cm
l = 17.4 cm
η = 0·875



10. L = 45 cm
l = 37·2 cm
η = 0·83



11. $L = 95$ cm
$l = 75{\cdot}6$ cm
$\eta = 0{\cdot}795$



12. $L = 65{\cdot}7$ cm
$l = 51.4$ cm
$\eta = 0{\cdot}78$

$L = 30$ cm 35·7 cm
$l = 24{\cdot}8$ 26·6 cm
$\eta = 0{\cdot}88$ $\eta = 0{\cdot}74$

$$\frac{1}{2}\left(\frac{l_1}{L_1} + \frac{l_2}{L_2}\right) = \frac{1}{2}\left(\frac{l_1 \cdot L_2 + L_1 \cdot l_2}{L_1 \cdot L_2}\right) \sim$$

$$\sim \frac{1}{2}\left(0{\cdot}83 + 0{\cdot}74\right) = 0{\cdot}785$$

W jakim stopniu wynik zbliżony jest do rzeczywistej wartości, gdy zwiększymy gęstość linii w systemie, czyli gdy zmniejszymy odległość między poszczególnymi liniami, wykazują rysunek 9, 10 i 11. Aby otrzymać wynik teoretyczny, musielibyśmy sporządzić bardzo gęstą siatkę prostych, aż do nieskończenie małej odległości między poszczególnymi prostemi systemu, jednak już rys. 11 daje wystarczająco dokładny wynik.

W nr. 6 i 7 kreślimy jak już wspomniałem dwa systemy równoległych prostych. Aby otrzymać wynik matematycznie zgodny powinniśmy właściwie obliczenie odpowiednich odcinków wykonać dla każdego systemu osobno, a następnie obliczyć średnią arytmetyczną.

Wyliczamy jednak tylko

$$\text{stosunek}: \frac{f_1}{F_1} + \frac{f_2}{F_2} \sim \frac{f_1 + f_2}{F_1 + F_2}$$

(co właściwie teoretycznie jest niesłuszne).

Jak więc łatwo da się udowodnić różnice między w ten sposób otrzymanymi wynikami i wynikami teoretycznymi są tak minimalne, że możemy posługiwać się tą prostą metodą w praktyce bez zastrzeżeń.

KRONIKA TECHNICZNA

„TEORIA PLASTYCZNOŚCI"

Zarówno polska norma budowlana PN/B — 190 „Konstrukcje stalowe. Obliczenie" jak również i przepisy zagraniczne zezwalają przy obliczeniu belek stalowych statycznie niewyznaczalnych, stosować teorię plastyczności materiału. Ponieważ w naszej literaturze technicznej brak jest źródeł omawiających tę teorię w sposób bardziej wyczerpujący, przeto ukazanie się w Nr. 1, 2 i 3 miesięcznika „Inżynieria i Budownictwo" artykułu Dra Inż. J. Mutermilcha i Dra Inż. E. Olszewskiego p. t. „Wymiarowanie konstrukcji stalowych na podstawie plastyczności" wywołało zrozumiałe zainteresowanie tą sprawą nie tylko wśród inżynierów, ale i wśród licznego grona studentów wyższych lat Wydziału Inżynierii.

Odsyłając osoby, któreby chciały się dokładniej zapoznać z treścią wspomnianej wyżej pracy, wprost do numerów 1—3 „Inżynierii i Budownictwa" — chcemy tu jedynie podać w najogólniejszym zarysie treść tego artykułu.

Dotychczasowy sposób obliczenia konstrukcji stalowych, podobnie jak i konstrukcji z innych materiałów, polega na sprawdzeniu, czy wywołane obciążeniami naprężenia nie przekraczają dopuszczalnych, będących pewną częścią dolnej granicy plastyczności, względnie „doraźnej wytrzymałości". Teoria plastyczności, nawiązuje do granicznej nośności t. j. do takiego maksymalnego obciążenia, które nie wywołuje jeszcze zniszczenia konstrukcji. Korzysta się tu ze znanych wyników badania rozciąganej próbki stalowej, zastępując dla uproszczenia odnośną krzywą przez 2 proste (linię łamaną), jedną stromo skierowaną ku górze z punktu początkowego 0 i drugą, równoległą do osi odkształceń (ε), w odstępie σ_{pl} (granica plastyczności) od niej. Przy zginaniu przyjęto, że poszczególne włókna zachowują się jak w próbce rozciąganej, przy czym praca danego włókna jest niezależna od pracy innych włókien. Jest to założenie pierwotne, ogólnie zresztą przyjęte („pierwotna teoria plastyczności"). Rozważając pracę przekroju elementu zginanego dochodzi się do wniosku, że przy wzroście obciążeń obszar plastyczności przesuwa się ku środkowi przekroju, przyczym wykres naprężeń normalnych, w granicznym przypadku, będzie miał postać dwóch prostokątów o rzędnych σ_{pl}, zbudowanych po obu stronach przekroju i sięgających do osi obojętnej. Odpowiadający temu stanowi moment zginający $\overline{M}$ określamy jako nośność przekroju. — Dochodzi się tu do prostego wzoru $\overline{M} = S \cdot \sigma_{pl}$, gdzie S jest momentem statycznym przekroju względem osi obojętnej. Wzorowi temu odpowiada w dawnym sposobie obliczenia wzór $M = W \cdot \sigma_{pl}$. Ponieważ $S > W$ przeto i $\overline{M} > M$. Dla przekroju prostokątnego mamy stosunek $S : W = 1{,}5$, zaś dla przekrojów cienkościennych, stosowanych w konstrukcjach stalowych wynosi on około 1·15. Stosunek ten jest tym większy im więcej materiału skupione jest w pobliżu osi obojętnej przekroju. — Po objaśnieniu pojęcia „przegubu plastycznego" t. j. takiego przekroju, w którym nośność została przekroczona i który różni się od zwykłego przegubu tym, że panuje w nim moment zginający $\overline{M} = S \cdot \sigma_{pl}$ — podano uwagi i wskazówki co do obliczeń belek statycznie wyznaczalnych, układów prętowych statycznie niewyznaczalnych, belek ciągłych o stałym i zmiennym przekroju oraz ramownic. Nawiązując do t. zw. „nowych warunków plastyczności"

(Prager, Kuntze, Fritsche) dochodzą Autorowie do wniosku, że przy obliczeniu belek ciągłych i ram można stosować „pierwotną teorię". W przypadku natomiast prętów zginanych i ściskanych równocześnie — celowe będzie stosowanie „nowych warunków plastyczności". (Pewne wskazówki znaleźć można też w popularnym u nas obecnie, po okresie okupacji „Stahlbau-Kalender 1942", str, 162—166).

Wkońcu w proponowanym nowym brzmieniu § 10 PN/B — 190 wyraźnie podkreślają, że „Momenty zginające w belkach ciągłych i ramach mogą być obliczane według teorii plastyczności, z wyjątkiem konstrukcji, w których, jak n. p. w mostach i suwnicach, obciążenia dynamiczne grają znaczną rolę".

Artykuł uzupełnia bogaty spis literatury. *J. K.*

OBLICZANIE ŚWIATŁA PRZEPUSTÓW I MAŁYCH MOSTÓW KOLEJOWYCH

Przy projektowaniu tras kolejowych zachodzi potrzeba obliczenia światła bardzo wielu przepustów i mostów. Jeśli chodzi o przepusty i małe mosty (do 10 m światła) to możemy sobie sprawę ogromnie ułatwić, bardzo wiele pracy rachunkowej oszczędzić i wykluczyć omyłki oraz grube błędy stosując sposób wykreślny, podany przez inż. Józefa Nowkuńskiego w artykule p. t. „Zdolność przepustowa małych otworów podtorza kolejowego na wykresach funkcji". (Przegląd Komunikacyjny Nr. 1, styczeń 1946, str. 28—31).

W oparciu o obowiązujące przepisy Ministerstwa Komunikacji i wzory z hydrauliki, Autor artykułu podaje bardzo nieskomplikowany wykres (krzywe paraboliczne), który pozwala w sposób prosty, pewny i szybki wyznaczyć światło otworu przepustu przy danej wielkości odpływu Q_1 m^3/sek (na 1 m szerokości przepustu) i głębokości wody w przekroju poprzecznym łożyska strugi „a". Autor zauważa, że zdolność przepustowa (chłonność) otworu zależy w głównej mierze od głębokości „a", podczas gdy szybkość przepływu ma tu znaczenie podrzędne. Rysuje ogółem 4 krzywe paraboliczne dla szybkości $v = 0,5$; 1,0; 1,5 i 2,0 m/sek, co wyczerpuje sprawę obliczenia wszelkich przepustów — przy wartości „Q_1" od 0 do 7 m^3/sek oraz głębokości „a" od 0 do 100 cm. Sporządzenie takiego wykresu jest nader łatwe i wymaga nie wiele pracy, a osiągnięte ułatwienie przy wyznaczaniu światła otworów jest ogromne. — Szereg typowych przykładów liczbowych wyjaśnia tok postępowania. — W końcu artykułu podaje inż. Nowkuński tabelę zawartą w przepisach M. K. potrzebną do obliczenia wielkości odpływu wody „Q" m^3/sek z wielkości zlewni „Ω" km, jej charakteru (rodzaj gruntu, uprawa, zadrzewienie, zakrzewienie) i spadku, tabelę współczynników „γ" do wzoru Bazin'a zależnie od rodzaju łożyska, oraz potrzebne wzory z hydrauliki. *J. K.*

„NOC ZA DNIA" — z zagadnień szkolenia personelu lotniczego („Flight" marzec 1946.)

W ciągu pierwszych dwu lat wojny opracowano kilka metod szkolenia personelu lotniczego, których zadaniem było z jednej strony przyspieszenie szkolenia z drugiej zaś przyczynienie się do zmniejszenia niebezpieczeństwa przy lądowaniu w nocy. Metody te przeznaczone specjalnie do szkolenia w lotach nocnych pozwalają na szkolenie personelu w ciągu dnia, a więc w porze bez porównania korzystniejszej i pewniejszej niż pora nocną. W zależności od wyboru metody można było zbliżyć się do warunków lotów odbywanych w różnych porach roku, różnych szerokościach geograficznych i przy różnych warunkach widoczności. Wielką zaletą tych metod szkolenia był fakt, że uczeń znajdował się wskutek używania rozmaitych okularów i filtrów w warunkach lotu nocnego, instruktor zaś w niemal normalnych warunkach lotu dziennego, przez co łatwiej mógł śledzić przebieg i całokształt szkolenia ucznia. Ostatecznie opracowano cztery metody różniące się między sobą doborem rozmaitych okularów i filtrów oraz oświetleniem kabiny ucznia przez założenie na jej oszklenie odpowiednich filtrów. Filtry te — różnokolorowe służyły do oddzielenia pewnych składowych barw światła dziennego, przyczym główną rolę odgrywają dwa dopełniające się filtry, a to niebieski i bursztynowo-żółty. Filtry te użyte osobno dawały widoczność tych świateł, które w danej chwili były potrzebne przy szkoleniu. Przy superimpozycji zaś tych kolorów t. j. nałożeniu jednego na drugi, uczeń pogrążał się w „ciemnościach nocy", widząc tylko światła przyrządów kierowniczych na tablicy rozdzielczej i światła orjentacyjne lądowiska, pochodzące od lamp sodowych. Ponieważ boczne, kolorowe światła kierunkowe na lotnisku przy użyciu wymienionych wyżej filtrów, nie były przez ucznia widziane (uczeń widzi tylko 8 świateł, 6 wyznaczających kierunek ścieżki do lądowania i 2 prostopadłe do tamtych na końcu lądowiska), a chodzi o to aby samolot podchodził do lądowania pod odpowiednim kątem, oficer kontrolny obserwujący lot samolotu z ziemi, dawał zapomocą odpowiedniej aparatury na pierwszej sodowej lampie na początku lądowiska sygnały krótkie względnie długie, orientujące załogę samolotu co do należytej pozycji względem płaszczyzny lądowania. *Inż. P. W.*

LOTNICZE SILNIKI ODRZUTOWE

W numerze 7 — 8 czasopisma „Mechanik" podaje inż.-mech. A. Rummel opis i sposób działania lotniczych silników odrzutowych, które szczególniej w Anglii zaczynają wypierać coraz bardziej silniki lotniczo tłokowe, jako niewspółmiernie droższe i cięższe. Zakłady Rolls-Royce i De Hawilland przystąpiły już nawet do seryjnej produkcji silników odrzutowych. Ruch samolotów z tego typu silnikami powodowany jest reakcją rozprężającej się mieszanki gazowo - powietrznej.

Silnik odrzutowy składa się z 6 - ciu zasadniczych części:

1. ze sprężarki umieszczonej na przodzie silnika,
2. z turbiny umieszczonej na wspólnym wale ze sprężarką,
3. z całego szeregu komór spalania, w których bez przerwy spala się zwykła benzyna,
4. z obudowy,
5. ze stożka końcowego,
6. z instalacji wtryskowej i elektrycznej.

Zapuszczanie silnika odbywa się rozrusznikiem o mocy około 12 KM, który wprawia w ruch sprężarkę dostarczającą do komór spalania potrzebnej do spalania ilości powietrza. Po uzyskaniu odpowiedniej ilości obrotów i nagrzaniu silnika rozrusznik wyłącza się a sprężarka uruchamiana jest turbiną wprawianą w ruch przepływającą przez nią, rozprężającą się mieszaniną spalin i gorącego powietrza. Benzynę pod ciśnieniem

50 — 55 a wtłacza się do wymienionych pod 3 komór spalania. Zapalenie następuje tylko w dwu komorach, a zapaloną mieszankę rozprowadza się po wszystkich komorach łączącym je specjalnym przewodem. Ilość komór w zależności od mocy i typu silnika wynosi 10—16.

Tylko część powietrza bierze udział w spalaniu, znacznie większa jego część silnie rozgrzana dostaje się do stożkowego przedłużenia komory spalania i tam wraz z gazami spalenia silnie się rozpręża, wywołując dużą szybkość całej mieszaniny w dyszy, którą kończy się stożek komory spalania i wywołując obrót turbiny, do której łopatek dysza przylega. Moc, której wymaga sprężarka jest duża (np. dla odp. silnika tłokowego 6.500-konnego wynosiłaby ona 5.000 KM). mimo tego szybkość mieszaniny gazów spalenia i powietrza wynosi na początku stożka końcowego 2.000 km/godz. Okres przygotowania silnika do ruchu trwa 3 minuty.

Porównując wagę silników tłokowego i odrzutowego, dających ten sam efekt, otrzymamy stosunek 6 : 1.

Poza tą zaletą i na początku wspomnianą, głównie z ciężarem związaną zaletą taniości, należy jeszcze podkreślić dalsze zalety silnika odrzutowego jak prostotę konstrukcji, 10-cio krotnie krótszy czas wykonania w stosunku do silnika tłokowego, znacznie skromniejszy zakres urządzeń i obrabiarek potrzebnych do produkcji silników odrzutowych.

Zużycie paliwa wynosi w przybliżeniu tyle samo, co w silniku tłokowym tej samej mocy.

Wymienione zalety nakazują przypuszczać, że w niedługim czasie większość samolotów tak wojskowych jak i cywilnych, do najcięższych typów włącznie, będzie wyposażona w lżejsze i tańsze silniki odrzutowe.

Inż. J. T.

POLSKA ENCYKLOPEDIA TECHNICZNA

Miesięcznik techniczny „Mechanik" przystąpił do wydawn ctwa „Polskiej Encyklopedji Technicznej". Prace z poszczególnych działów zamieszcza Redakcja w swym miesięczniku oraz wydaje w formie odbitek. W numerze 7 — 8 „Mechanika" rozpoczęto druk następujących opracowań: z działu mechaniki ogólnej Prof. Dr. Inż. M. T. Huber — Kinematyka punktu, z działu budowy maszyn Prof. Dr. Inż. W. Moszyński — Elementy maszyn i Prof. Inż. J. Kunstetter-Silniki. Artykuły zamieszczone w Encyklopedji są utrzymane w myśl przyjętych przez Redakcję zasad, na średnim poziomie przeto publikacja Encyklopedji może przyczynić się do pogłębienia i spopularyzowania wiedzy technicznej w bardzo szerokich granicach wśród naszego społeczeństwa.

Inż. J. T.

KRONIKA STOWARZYSZEŃ TECHNICZNYCH

KOMUNIKAT KRAKOWSKIEGO ODDZIAŁU POLSKIEGO ZWIĄZKU INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

Na Zjazd Naukowy Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych, który odbędzie się w miesiącach grudniu br. lub w styczniu 1947 r., a którego dokładny termin zostanie w najbliższej przyszłości ustalony, zostały z terenu Krakowskiego Oddziału PZIB zgłoszone następujące referaty:

1. Dr. Inż. St. Andruszewicz: Zagadnienie robocizny w budownictwie.
2. Dr. Inż. St. Andruszewicz: Zastosowanie maszyn do robót budowlanych.
3. Dr. Inż. St. Andruszewicz: O racjonalizacji w kolejnictwie.
4. Inż. Konopka Alfred: Podstawy racjonalnej gospodarki wodnej w związku z odbudową.
5. Inż. Kopyciński i Inż. Makulski: Rozpisywanie przetargów i przydział robót.
6. Inż. J. Koreleski: Przyczynek do obliczenia parcia ziemi.
7) Inż. Mischke Maciej: Przyczynek do teorii betonu strunowego.
8) Inż. Pogany Wojciech: Wpływ eksplozji na glebę pod fundamentami pod względem nośności i osiadania.
9) Prof. Inż. Zalewski F. i Inż. Pogany W.: Metody zużytkowania gruzu i odpadków cegieł do celów odbudowy jako materiałów budowlanych.

KOMUNIKAT KOMISJI ORGANIZACYJNEJ KONGRESU TECHNIKÓW POLSKICH W SPRAWIE PRZESUNIĘCIA TERMINU KONGRESU

Komisja Organizacyjna Kongresu Techników Polskich, przygotowująca z ramienia Naczelnej Organizacji Technicznej R. P. Kongres Techników Polskich w Katowicach, zawiadamia o przesunięciu terminu Kongresu Katowickiego z dni 12—15 października na dni 1—3 grudnia 1946 r.

Przesunięcie terminu Kongresu spowodowały trudności wydawniczo-drukarskie, opinia świata technicznego domagająca się dokładniejszego przedyskutowania wewnątrz Stowarzyszeń, jeszcze przed Kongresem, 3-letniego Planu Gospodarczego, wreszcie przesunięcie terminu dostarczenia urzędowego tekstu 3-letniego Planu Gospodarczego.

Kongres Techników Polskich w Katowicach w nowym terminie (od 1—3 grudnia 1946 r.) zbiegnie się wówczas z tradycyjnym świętem górniczym, 4 grudnia, t. zw. Św. Barbary.

Wydawca: Krakowskie Towarzystwo Techniczne — Kraków, Straszewskiego 28. — Redakcja: Komisja Wydawnicza.
Adres Redakcji i Administracji: Kraków, Straszewskiego 28. — Red. odp.: Inż. Br. Kopyciński, tel. 538-82.
Prenumeratę przyjmują: Krakowskie Tow. Techniczne Kraków, Straszewskiego 28 Konto PKO Nr IV-1140 i Księgarnia St. Kamiński Kraków — Podwale 6 Konto PKO Nr IV-638.
Cena numeru podwójnego Zł 60. Prenumerata kwartalna Zł 80.
Ceny ogłoszeń: Cała strona Zł 5.000, 1/2 strony Zł 3.000, 1/4 strony Zł 1.800, 1/8 strony Zł 1.000, 1/16 strony Zł 650. Tytułowa strona okładki Zł 7.500, 1/2 tytułowej strony okładki Zł 4.000. — Bezpośrednio przed i za tekstem oraz ostatnia strona okładki o 50% więcej od zwyczajnych. Drobne ogłoszenia za wiersz jednołamowy petitowy Zł 120.

Druk Instytutu Rzem. Przemysł. Kraków, ul. Smoleńsk 9.